



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

PROGRAMA DE MAESTRÍA Y DOCTORADO  
EN INGENIERÍA

INSTITUTO DE INGENIERÍA

ASPECTOS ESTRUCTURALES PARA CARACTERIZAR LA  
RESPUESTA SÍSMICA DINÁMICA DE EDIFICIOS  
TORSIONALMENTE ACOPLADOS

T E S I S  
QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:  
**MAESTRO EN INGENIERÍA**  
INGENIERÍA CIVIL – ESTRUCTURAS  
P R E S E N T A:

**ING. ARTURO CRUZ CRUZ**

TUTOR:  
**M. EN I. OCTAVIO GARCÍA DOMÍNGUEZ**

CO-TUTOR:  
**DR. A. GUSTAVO AYALA MILIAN**



NOVIEMBRE, 2009

**JURADO ASIGNADO:**

Presidente: Dr. Amado Gustavo Ayala Milián

Secretario: Dr. Oscar López Bátiz

Vocal: M. en I. Octavio García Domínguez

1<sup>er</sup>. Suplente: Dr. Eduardo Reinoso Angulo

2<sup>do</sup>. Suplente: Dr. Darío Rivera Vargas

Lugar o lugares donde realizó la tesis:  
Instituto de Ingeniería, UNAM

**TUTOR DE TESIS:**

M. EN I. OCTAVIO GARCÍA DOMÍNGUEZ

---

**FIRMA**

## AGRADECIMIENTOS

Se agradece al CONACyT por la beca de maestría proporcionada durante mis dos años de estudios de maestría, al Instituto de Ingeniería de la UNAM por el apoyo brindado y al Gobierno del Distrito Federal el patrocinio del proyecto de investigación en el que se basa este trabajo.

De igual forma al M. en I. Octavio García Domínguez y al Dr. Amado Gustavo Ayala Milián por su valioso apoyo, orientación y dirección, durante todo el proceso de desarrollo de esta tesis y con el cual fue posible la culminación de la misma.

Agradezco también al Dr. Oscar López Bátiz, al Dr. Eduardo Reinoso Angulo y al Dr. Darío Rivera Vargas por su tiempo empleado en la revisión de este trabajo y por sus valiosos comentarios con los cuales fue posible mejorarlo.

A todos mis compañeros de cubículo por su gran apoyo y amistad.

A mi familia por su apoyo incondicional en todo momento.

<b>ÍNDICE</b> .....	i
<b>RESUMEN</b> .....	ii
<b>ABSTRACT</b> .....	ii
<b>1. INTRODUCCIÓN</b> .....	3
<b>2. ANTECEDENTES</b> .....	6
2.1 Estudios Previos.....	8
<b>3. CONSIDERACIONES GENERALES EN EL DISEÑO POR TORSIÓN</b> .....	12
3.1 Comportamiento de una estructura sometida a efectos de torsión.....	12
3.1.1 Determinación de las coordenadas del centro de cortante.....	16
3.1.2 Determinación de las coordenadas del centro de torsión por el método matricial tridimensional de Dany.....	17
3.2 Modalidades de diseño por torsión sísmica en diferentes normativas.....	19
<b>4. CARACTERIZACIÓN DE LA RESPUESTA SÍSMICA TORSIONAL EN EDIFICIOS DE VARIOS NIVELES</b> .....	27
4.1 Equivalencia estática entre el análisis en el nivel y en el entrepiso.....	27
4.2 Influencia de la distribución lateral de cargas en la ubicación espacial del centro de torsión.....	29
4.2.1 Estudios anteriores.....	29
4.2.2 Variación espacial del centro de torsión con la distribución lateral de fuerzas.....	35
4.2.3 Efecto de la carga viva en la determinación del centro de torsión.....	44
4.3 Efecto del grado de asimetría en la distribución de momentos torsionantes.....	47
4.4 Efecto del grado de asimetría en la distribución de cortante.....	55
4.4.1 Variación de la respuesta para edificios asimétricos en masas y en rigideces para niveles de asimetría equivalentes.....	55
4.4.2 Respuesta de edificios asimétricos en masas para diferentes grados de asimetría.....	75
<b>5. ANÁLISIS COMPARATIVO DE LOS EFECTOS DE AMPLIFICACIÓN DINÁMICA POR TORSIÓN</b> .....	79
5.1 Diferencias entre la respuesta dinámica y estática de una estructura sometida a una misma excitación.....	79
5.1.1 Relación en el cortante basal para análisis estáticos y dinámicos en edificios de varios niveles y para diferentes grados de asimetría.....	79
5.1.2 Amplificación dinámica dado un mismo nivel de cortante basal.....	87
5.2 Estudio comparativo de los factores de amplificación dinámica para distintos códigos internacionales.....	91
<b>6. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES</b> .....	97
<b>REFERENCIAS</b> .....	99

## RESUMEN

En este trabajo, se estudian diferentes aspectos estructurales que intervienen en la respuesta sísmica torsional de edificios asimétricos. Para ello se analizan modelos de edificios de concreto reforzado de varios niveles con diferentes grados de asimetría tanto en masas como en rigideces. Se evalúa la influencia de la distribución lateral de cargas en la ubicación espacial del centro de torsión (CT) en edificios de varios niveles, considerando diversos escenarios de cargas vivas en función del uso de la estructura. Se realiza un estudio comparativo de los efectos de amplificación dinámica respecto a los obtenidos en algunas expresiones empleadas por diferentes códigos internacionales y los requisitos reglamentarios correspondientes. Se discuten los alcances y limitaciones de dichas normas para caracterizar de manera adecuada la respuesta sísmica torsional.

## ABSTRACT

In this work, different structural aspects which take part in the torsional seismic response of asymmetric buildings are studied. For this, models of reinforced concrete multi-storey buildings with different degrees of asymmetry in mass and stiffness are analyzed. The influence of the distribution of lateral loads in the spatial location of the center of torsion (CT) in multi storey-buildings is evaluated, considering diverse scenarios of live loads based on the use of the structure. A comparative study of the effects of dynamic amplification, with respect to those obtained in some equations used by different international buildings codes and the prescribed requirements, is carried out. The reaches and limitations of these codes to characterize appropriately the torsional seismic response are discussed.

## CAPÍTULO 1

### INTRODUCCIÓN

A pesar de que los desarrollos científicos y tecnológicos han sido importantes y en el ámbito estructural, han surgido nuevas tendencias de diseño basadas en el comportamiento no lineal de la estructura para representar con mayor aproximación su comportamiento real, el método sísmico estático sigue siendo una alternativa de análisis valiosa en muchos de los códigos internacionales de diseño, sin embargo, la mayoría de las expresiones que en estos se proponen para tomar en cuenta los efectos de torsión sísmica en una estructura, son incapaces de caracterizar la respuesta dinámica del problema, debido al limitado uso de parámetros considerados en las ecuaciones. Es por ello que el identificar los principales aspectos estructurales que influyen en la respuesta de la estructura se vuelve un factor importante.

Dada la complejidad que el fenómeno de la torsión representa y con la finalidad de entender el comportamiento sísmico de estructuras asimétricas e identificar los parámetros estructurales más importantes que participan en la respuesta torsional, se han realizado algunas investigaciones con modelos elásticos e inelásticos, inicialmente utilizando modelos simplificados de cortante de un nivel, Gómez, et al. (1987), Ayala y Barrón (1990), Ayala y García (1992). En estudios más recientes, se han comparado las respuestas elásticas e inelásticas de estructuras torsionalmente acopladas, utilizando modelos de edificios de varios niveles, Chipol (2001), Ortega (2001), Islas (2003), De la Rosa, et al. (2008).

Para considerar los efectos de torsión en una estructura, en el método sísmico estático, es necesario calcular el grado de asimetría, el cual tradicionalmente se ha medido en función de su excentricidad estática o estructural, dada por la posición relativa del centro de cortante (CC) respecto al centro de torsión (CT), ambos puntos definidos en el entrepiso. Sin embargo en planteamientos previos, Damy y Alcocer (1987) se ha podido demostrar que, para estructuras asimétricas en rigideces, la ubicación del CT en la altura del edificio, es función directa no solo de las rigideces de los elementos de entrepiso sino también de la distribución lateral de cargas.

Aunado a lo anterior, el problema de la torsión sísmica tiene mayores implicaciones con la incursión de las estructuras en el rango no lineal de comportamiento, en el cual, algunos de sus elementos resistentes alcanza su fuerza de fluencia, pudiendo sufrir grandes deformaciones, aún para pequeños incrementos de carga. Resultados de estudios sobre torsión inelástica, han demostrado que la respuesta de las estructuras depende de parámetros como el criterio de diseño sísmico seleccionado, la resistencia global y de la distribución en planta de las resistencias de los elementos estructurales, entre otros.

Uno de los objetivos de este trabajo es evaluar con mayor profundidad algunos aspectos relacionados con el comportamiento torsional de edificios, para ello, se propone estudiar un primer grupo de modelos estructurales, en los cuales se

pretende identificar la condición más crítica que pudiera ocasionar la variación espacial del CT en edificios de baja, mediana y gran altura, tomando en cuenta que el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (RCDF) actualmente limita la aplicación del método estático a 20 y 30 metros de altura para estructuras irregulares y regulares respectivamente.

Como ya se mencionó, el CT es función de la distribución y rigideces de los elementos estructurales, además de la distribución lateral de cargas en la altura; esta última depende directamente de los pesos o masas de los niveles del edificio. Si se asume que la carga muerta en cada entrepiso se mantiene constante para una estructura en particular, la variación del peso en los niveles depende solo de las cargas vivas reglamentarias asociadas a los diferentes usos que puede darse a una estructura. Con base en lo anterior, en este trabajo, se propuso analizar condiciones extremas de cargas vivas (máximas y mínimas), especificadas en el RCDF, para evaluar su efecto sobre la distribución lateral de cargas y por tanto en la ubicación espacial del CT.

Por otro lado, la mayoría de los códigos internacionales intentan caracterizar la respuesta sísmica torsional, mediante el uso de expresiones que involucran factores de amplificación dinámica de la excentricidad estática, por lo que, en un segundo grupo de modelos de edificios, y como un segundo objetivo de la investigación, se evalúan los efectos de amplificación dinámica respecto a los obtenidos con algunas expresiones especificadas en códigos internacionales como el Uniform Building Code (UBC 1997), Código Venezolano (COVENIN 2001), Eurocódigo (EC8 1994) y el RCDF en sus Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo (NTCDS, 2004). Además, se discuten los alcances y limitaciones en el uso de dichas expresiones para considerar de manera adecuada la respuesta sísmica torsional.

Con base en los resultados obtenidos de estudios de los diferentes parámetros estructurales explorados en este trabajo, se intenta evaluar la conveniencia de incluir su participación en las ecuaciones actualmente consideradas en las normas de diseño por torsión o bien como recomendaciones complementarias con el fin de caracterizar de manera adecuada, el comportamiento de una estructura.

A continuación se describe el contenido del trabajo. En el capítulo 2 se presentan algunos estudios realizados en relación al comportamiento sísmico de estructuras asimétricas, tanto en el rango elástico como el inelástico, en los cuales se intenta identificar los principales parámetros que intervienen en la respuesta sísmica. Estos estudios se basan principalmente en modelos de cortante de un nivel; aunque recientemente, los estudios de algunos autores han abordado modelos de edificios más complejos de varios niveles, los cuales son más representativos de estructuras reales.

En el capítulo 3 se presenta un estudio de las principales consideraciones que se hacen en el diseño por torsión, en el rango elástico. Se comentan algunas inconsistencias en la redacción de la normatividad de diseño por torsión, lo que

puede generar confusión en la posible interpretación y aplicación. Se definen parámetros como el centro de torsión (CT) y el centro de cortante y se presentan algunas formulaciones para su obtención. Además se realiza una recapitulación de las modalidades en cuanto a diseño por torsión en diferentes normativas internacionales.

En el capítulo 4 se abordan algunos aspectos estructurales que intervienen en la respuesta sísmica torsional. Se muestra la equivalencia estática de efectuar el análisis sísmico en el nivel o en el entrepiso, haciendo referencia explícita de los parámetros involucrados en cada uno de ellos. Se presenta de manera general la influencia de la distribución lateral de cargas y de forma particular, el efecto de la carga viva asociada al uso de la estructura en la ubicación espacial del CT.

Se ha comentado que la excentricidad estructural representa una medida de la asimetría de una estructura, sin embargo, a la fecha ningún reglamento contempla la naturaleza de la misma. A fin de evaluar estos efectos, en este capítulo se estudian modelos de edificios asimétricos tanto en masas como en rigideces y se evalúa su respuesta para niveles de asimetría equivalentes.

En el capítulo 5, se presenta un análisis comparativo de los efectos de amplificación dinámica por torsión, en edificios asimétricos de varios niveles. Con objeto de abundar en el estudio de las diferencias en las respuestas del método sísmico estático y el método dinámico modal espectral, se continúa con el análisis detallado de resultados de investigaciones previas (De la Rosa, 2008), sobre la variación de los factores de amplificación dinámica para modelos de edificios tridimensionales, considerando un mismo nivel de cortante basal para ambos tipos de análisis. Bajo el mismo contexto y con el fin de identificar un patrón de comportamiento, se estudian las variaciones que presenta la relación de cortante basal obtenido por ambos métodos, empleando modelos de edificios tridimensionales, de varios niveles y con diferente grado de asimetría, tanto en masas como en rigideces e incluyendo los efectos bidireccionales.

En vista de que el RCDF en sus NTCDS-2004 considera los factores de amplificación dinámica por torsión como constantes e independientes del tipo de estructura, se realiza un estudio comparativo de los factores de amplificación dinámica para distintos códigos internacionales, los cuales consideran explícitamente expresiones para el cálculo de estos factores de amplificación, dependientes de algunos parámetros estructurales como la excentricidad estructural, radio de giro inercial de la planta y relación de frecuencias desacopladas. Los resultados se comparan con los factores de amplificación calculados por De La Rosa (2008), obtenidos a partir de un análisis dinámico, empleando la metodología propuesta por Bazan y Meli (2000).

Finalmente, en el capítulo 6 se comentan algunas cuestiones sobre la temática abordada, se muestran las conclusiones del presente trabajo y se realizan algunas recomendaciones de estudio para validar los resultados obtenidos.



---

## CAPÍTULO 2

### ANTECEDENTES

Una estructura asimétrica engloba diferentes características ya sea debida a cuestiones de tipo arquitectónico, dentro de las que pueden incluirse ciertas configuraciones geométricas irregulares tanto en planta como en elevación, o de tipo estructural, referidas principalmente a la distribución irregular de elementos sismorresistentes, tales como muros o columnas; aunque menos común, es posible que esta asimetría este asociada a distribuciones no uniformes de las masas en los niveles cada uno de los niveles, asociadas fundamentalmente al uso de la estructura, tanto en los entrepisos como en su altura. En una estructura con estas características, la torsión aparece como una sollicitación de gran importancia cuyos efectos deben ser considerados en el diseño. Sin embargo, es importante mencionar que el término “estructura simétrica”, se asocia solamente a un modelo analítico, lo cual es muy difícil que corresponda a una estructura real en el que debido a sus características geométricas, materiales empleados, configuración de rigideces, cargas asociadas al uso y el mismo proceso constructivo nunca resulta completamente simétrico.

En un edificio asimétrico sometido a una acción sísmica, la torsión se presenta debido al acoplamiento entre los desplazamientos laterales y rotacionales que experimenta cada nivel; lo cual trae como consecuencia el aumento de la fuerza cortante en algunos elementos del entrepiso y la reducción de ésta en otros. La causa de tal acoplamiento es la no coincidencia entre la línea de acción de la fuerza cortante total de cada entrepiso y el centro de torsión, también conocido como centro de rigidez, lo cual se acentúa mas en estructuras fuertemente asimétricas ya sea por distribuciones irregulares en masas o en rigideces.

Para un análisis elástico por el método estático, la correcta estimación del nivel de asimetría estructural es indispensable para determinar los efectos de torsión sísmica, para lo cual se requiere conocer con suficiente exactitud la posición del centro de torsión (CT) y del centro de cortante (CC).

En términos generales, el centro de cortante es el punto de aplicación de la fuerza sísmica en el entrepiso. Por otro lado, el centro de torsión de un edificio se define como el lugar geométrico en sus niveles o entrepisos en el cual se debe aplicar la fuerza o cortante sísmico, para que exista solo traslación. Sin embargo es importante destacar que el centro de torsión de un nivel o entrepiso en particular forma parte de una estructura más compleja cuyo comportamiento depende del desplazamiento conjunto de todos ellos, por lo que no podemos referirnos al centro de torsión de un solo entrepiso. Debe tratarse al centro de torsión, como un ente tridimensional, que es función no solo de la geometría y rigidez de la estructura, sino también de la distribución de cargas laterales aplicadas en la misma, (Damy y Alcocer, 1987). Conviene aclarar que en un edificio teóricamente simétrico, el centro de torsión es

independiente del sistema de cargas aplicado y este se localiza en el centro geométrico de su planta.

Ha sido práctica común calcular la ubicación del centro de torsión en función de las rigideces de entrepiso (modelos de cortante), ya sea considerando o no flexión de vigas. Dentro de este tipo de planteamiento encontramos las formulaciones propuestas por Alcocer (1986) y la propuesta por Damy (1988), los cuales consideran al modelo tridimensional como un ensamble de marcos planos unidos con diafragma de piso infinitamente rígido. Aunque un procedimiento más riguroso es el método matricial tridimensional propuesto por Damy y Alcocer (1987), en el cual, el CT se considera como un ente tridimensional que es función además de la rigidez de la estructura, del vector lateral de cargas.

Estudios realizados por Chipol y García (2001), en donde se analiza y evalúa la variación del centro de torsión de entrepiso de varios niveles, utilizando tres formulaciones: modelos de cortante perfecto, de rigidez de entrepiso y el método matricial tridimensional, Damy y Alcocer (1987), en edificios de varios niveles, con diferentes grados de asimetría en planta y en elevación, demuestran que aunque los valores de excentricidad obtenidos con modelos de cortante con o sin flexión pueden ser aproximados e incluso conservadores en los primeros entrepisos, estos pueden ser subestimados en estructuras con niveles de asimetría importante como la producida por la presencia de muros de concreto. Por otro lado, en los últimos entrepisos, los modelos de cortante arrojan resultados erróneos de la posición del centro de torsión, normalmente subestimándolos, ya que pueden alcanzarse excentricidades muy grandes.

Dada la complejidad de los modelos tridimensionales, el considerar la hipótesis de diafragma de piso rígido, conduce a una simplificación numérica importante ya que el comportamiento de cada nivel puede ser estudiado con razonable precisión, en función de tres grados de libertad (dos traslaciones en el plano del nivel ( $u, v$ ) y una rotación alrededor de un eje vertical ( $\theta$ )) de un nudo maestro sobre el cual es posible concentrar toda la masa del nivel; sin embargo, esta hipótesis puede invalidarse si no se cumplen tres características básicas en el sistema de piso, a saber, una adecuada rigidez y resistencia, además de una geometría regular en planta. En caso de no cumplirse con alguna de estas características, el sistema de piso se vería sometido a deformaciones por flexión en su plano que no podrían despreciarse y que podrían modificar la distribución de fuerzas cortantes que se transmitirían a los elementos estructurales del entrepiso, fenómeno conocido como “flexibilidad de piso”.

En programas comerciales es relativamente fácil el uso de modelos tridimensionales, mediante los cuales el centro de torsión puede obtenerse a través de análisis independientes en dos direcciones ortogonales y restringiendo la rotación de los niveles sobre un eje vertical. Las coordenadas del centro de torsión ( $X_{CT}, Y_{CT}$ ), se obtienen por estática de las fuerzas cortantes producidas en los entrepisos, Chipol (2001) y Zárate (2002).

## 2.1 ESTUDIOS PREVIOS

A partir de los sismos intensos que se han presentado en diversos países, (ciudad de México 1985, Loma Prieta 1989, Northridge 1994, Kobe 1995), por mencionar solo algunos, se observó que una gran cantidad de edificios dañados y hasta colapsados fueron atribuibles a los efectos de torsión sísmica. Desafortunadamente fue a partir de estos hechos lamentables que se despertó el interés de autoridades e investigadores, tanto nacionales como de otros países, por tratar de entender el comportamiento dinámico de estructuras asimétricas. A la fecha, puede decirse que se ha avanzado enormemente, sin embargo, dada la complejidad que el fenómeno representa y de la gran cantidad de parámetros de los que depende la respuesta estructural, existen muchos aspectos que no han sido completamente comprendidos, por lo que resta mucho por estudiar. A continuación se muestran algunos de los estudios que se han realizado sobre este tema tanto por investigadores mexicanos como del extranjero.

En el rango elástico, uno de los primeros estudios en lo que se refiere a efectos de torsión sísmica es el de Housner y Outinen, (1958). En él se efectúa un análisis comparativo de las respuestas máximas para el método estático y el método dinámico en modelos asimétricos de un nivel con muros de cortante, considerando diferentes rigideces. Los resultados muestran que el método estático subestima significativamente la respuesta máxima en el muro más flexible y sobreestima la respuesta en el muro más rígido, lo cual se acentúa más con el aumento de la excentricidad. Las diferencias se atribuyen a los efectos de torsión, los cuales no toma en consideración el método estático.

Elorduy y Ronsenblueth (1968) estudian el comportamiento sísmico de estructuras asimétricas en masas y rigideces. Los modelos consisten en estructuras de un nivel, con amortiguamiento viscoso y cuya excentricidad está dada en una dirección de rigidez principal. De los resultados se obtienen factores de amplificación de la excentricidad, como función de parámetros significativos que participan en la respuesta sísmica.

Tsicnias y Hutchinson (1981) realizan un estudio paramétrico en modelos simplificados de un nivel, comparando varios códigos de diseño. En este estudio, se analizan parámetros como la excentricidad estructural, la relación de aspecto en planta, el factor de amortiguamiento y la relación de frecuencias desacopladas  $\Omega$ . De los resultados se encontró que, para excentricidades  $e_s$  pequeñas y valores de  $\Omega$  cercanas a la unidad, el momento torsionante es considerablemente mayor que el producido por la excentricidad estructural y el cortante dinámico correspondiente a un edificio no acoplado. Para el rango de  $0.05b \leq e_s \leq 0.1b$  y  $\Omega < 1.3$  todos los códigos considerados subestiman la respuesta dinámica. Sin embargo para excentricidades  $e_s > 0.1b$  y  $\Omega > 1.3$ , los códigos de diseño estudiados estimaron con razonable aproximación la respuesta sísmica.

Gómez, et al. (1987) realizaron una investigación en relación a la torsión inelástica. En este trabajo se usaron modelos de cortante de un nivel con tres elementos resistentes y asimétricos en una dirección. Se realizó un estudio paramétrico en el que se consideraron tres periodos fundamentales de vibrar (0.5, 1.0 y 1.5 segundos) y el efecto que produce la excentricidad estática en el comportamiento sísmico de estructuras. Algunos de los resultados muestran que a medida que la excentricidad estática aumenta, también aumenta la demanda de ductilidad y por otro lado, conforme se incrementa la asimetría en resistencias, la demanda de ductilidad tiende a disminuir y permanecer constante

Ayala y García (1992) realizaron un estudio paramétrico con modelos simplificados de un nivel, con elementos ortogonales. En este trabajo se abordan parámetros como el periodo traslacional, la relación de frecuencias desacopladas, diferentes distribuciones de resistencias en planta y diferentes ductilidades de diseño. Para evaluar los límites de aplicabilidad de algunos criterios de diseño, el estudio utiliza coeficientes de excentricidad establecidos en las NTCDS-1987 y otros códigos internacionales, además de algunos propuestos por los autores. Como medida de comportamiento se utilizó la demanda de ductilidad. Los resultados muestran que los mejores comportamientos se obtienen al distribuir la resistencia de tal forma que el centro de resistencia se aproxime al centro de torsión. En cuanto a criterios de diseño, se observó que el usar factores de amplificación y deamplificación dinámica por torsión,  $\alpha = 1.25$ ,  $\delta = 0.75$  y  $\alpha = 1.0$ ,  $\delta = 0.5$ , producen distribuciones de resistencia, con localización de la fuerza resistente cercana al centro de torsión y en general exhiben un mejor comportamiento que el usar los factores  $\alpha = 1.5$  y  $\delta = 1.0$  establecidos en el RCDF.

Zapata y Ayala (1993) realizaron estudios en modelos de edificios de cortante de tres niveles con periodo fundamental traslacional de 0.5, 1.0 y 1.5 s. En este trabajo se estudiaron los siguientes parámetros: periodo fundamental de vibrar, distribución de rigidez con la altura, la relación de resistencia real y nominal de la estructura, la distribución de la sobrerresistencia torsional requerida para diferentes valores de excentricidad estática, la presencia de elementos resistentes y la excitación sísmica en dos direcciones ortogonales. Se consideró solo el modelo excéntrico en rigidez y rigidez lateral disminuyendo con la altura. Se encontró que los modelos con un periodo de 1.5 s presentaron los mejores comportamientos.

Chandler y Duan (1993) proponen algunas recomendaciones de diseño por torsión basadas en observaciones de modelos de un nivel. En este estudio se propone un factor  $\alpha$  para estimar la excentricidad de diseño para el lado flexible (llamada también excentricidad de diseño primaria) como función de la excentricidad estructural, ec. 2.1.1, además del uso de un factor  $\delta = 0.5$  para los elementos de la zona rígida. Al aplicar estas recomendaciones a modelos asimétricos de 5 y 8 niveles se observaron demandas de ductilidad para elementos del lado rígido en algunos entresijos, lo cual confirma que las recomendaciones obtenidas de sistemas de un nivel, no son directamente aplicables a edificios de varios niveles. Resultados

adicionales presentados en el mismo estudio, sugieren el uso de una fuerza concentrada adicional en el último nivel  $F_t = 10\%V_B$ , para reducir la respuesta inelástica en niveles superiores.

$$\alpha = [2.6 - 3.6(e_s / b)] \geq 1.4 \quad (2.1.1)$$

Chipol y García (2001) realizaron un estudio sobre la respuesta sísmica de modelos tridimensionales de edificios torsionalmente acoplados. En este trabajo se estudió con detalle la variación espacial del centro de torsión en edificios asimétricos de varios niveles. Se estudió también el fenómeno de la amplificación dinámica inelástica encontrando que el patrón de comportamiento indica que la amplificación dinámica tiende a disminuir con la altura del edificio, así como con el nivel de asimetría en planta.

De la Colina (2003) realizó una revisión de 7 diferentes recomendaciones de diseño basadas en el método estático en edificios torsionalmente acoplados. Estudió 7 modelos de edificios de 5 niveles con diferentes distribuciones de masas y rigideces en elevación. Para el análisis, considera una distribución lineal de fuerzas laterales, excepto en el último nivel en el que considera una fuerza concentrada adicional. Entre los procedimientos de diseño, propone una ecuación para determinar el valor de  $\alpha$ , ec. 2.1.2, basado en las recomendaciones de Chandler y Duan (1993), la cual resulta en factores de amplificación menores para excentricidades pequeñas.

$$\alpha = [2.25 - 2(e_s / b)] \geq 1.25 \quad (2.1.2)$$

Los resultados muestran que el uso de un factor  $\delta = 0.5$  en combinación con la ec. 2.1.2, induce una demanda de ductilidad en los elementos del lado rígido de los modelos torsionalmente acoplados cercanos o menores que los torsionalmente desacoplados. El valor de  $\delta = 0$  no reduce las fuerzas por torsión y resulta en un diseño conservador para los elementos de la zona rígida. Por otro lado, el valor de  $\delta = 1.0$  no resulta conservador incluso en sistemas de un piso. El valor de  $\alpha = 1.5$  controla las demandas de desplazamiento de la zona flexible de los modelos torsionalmente acoplados, cercanos o menores a los correspondientes del modelo torsionalmente desacoplado. El valor de  $\alpha = 1.0$  resulta en demandas de ductilidad de la zona rígida de estructuras torsionalmente acopladas significativamente mayores que los correspondientes a un sistema torsionalmente desacoplado. Los resultados indican que el usar la ec. 2.1.2, resulta en una mejor distribución de demandas de ductilidad que las obtenidas al usar  $\alpha = 1.5$ . Con respecto a la fuerza adicional en el último nivel, recomendado por Chandler y Duan (1993), se muestra que efectivamente el considerarla, reduce las demandas de ductilidad en entresijos superiores, sin embargo su uso no controla la demanda de ductilidad adicional que se desarrolla en entresijos con pequeña o nula excentricidad, por lo que en este estudio, el autor recomienda usar una excentricidad mínima  $e_{s\min} = 0.20e_{s\text{ promedio}}$  para aminorar este efecto.

De La Rosa et al., (2007) realizaron un estudio del efecto de la amplificación dinámica en modelos de edificios de varios niveles asimétricos en masas y en rigideces. Los resultados mostraron que cuando los modelos asimétricos en masas se comportan elásticamente, las recomendaciones de diseño por torsión especificadas en las NTCDS-2004 son satisfactorias, ya que no se rebasa el valor del factor de amplificación que establece esta norma; sin embargo esto no ocurre cuando los modelos incursionan en el rango no lineal de comportamiento, ya que la respuesta dinámica excede de manera importante la correspondiente a la elástica. Para modelos asimétricos en rigideces, el factor de amplificación excede de manera importante el especificado en la norma, sobre todo en edificios de baja altura. Para edificios de mediana y gran altura, los efectos tienden a ser más críticos cuando el nivel de asimetría es muy pequeño. A raíz de estos resultados, se observó que las expresiones presentadas en la normatividad vigente, son incapaces de caracterizar la amplificación de la respuesta dinámica de una estructura, debida a su simplicidad.

## CAPÍTULO 3

## CONSIDERACIONES GENERALES EN EL DISEÑO POR TORSIÓN

## 3.1 COMPORTAMIENTO DE UNA ESTRUCTURA SOMETIDA A EFECTOS DE TORSIÓN

Bajo efectos de torsión, el comportamiento elástico de un edificio, depende básicamente de las distribuciones de masa y rigidez, además de la distribución de cargas laterales en su altura. Tomando en cuenta los primeros dos parámetros, una estructura puede clasificarse como simétrica, cuando coinciden, en la planta de sus niveles, las posiciones de los centros de masa (CM) y de torsión (CT) y, como asimétricas cuando esto no se cumple. La asimetría estructural, puede darse para una o las dos direcciones ortogonales (planta uni-asimétrica o planta bi-asimétrica, fig. 3.1.1).

Dependiendo de la distribución de rigideces, se puede identificar una zona flexible y una rígida. La zona rígida es la que experimenta los menores desplazamientos y está formada por planos resistentes a los cuales se les resta el cortante debido a los efectos de torsión; la zona flexible corresponde a los planos que experimentan mayores desplazamientos y a los cuales se les suma el cortante que produce el momento torsionante.

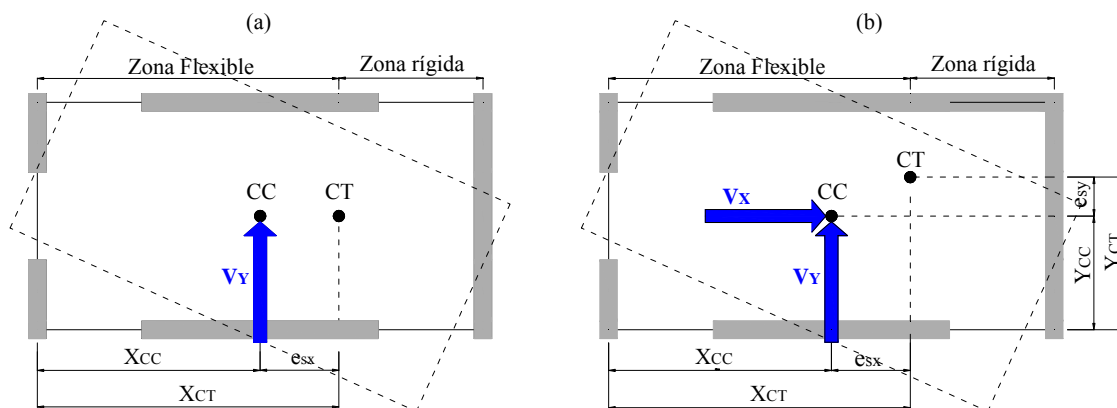


Fig. 3.1.1 Identificación de zonas en planta uni-asimétrica (a) y planta bi-asimétrica (b)

Bajo la acción de una fuerza cortante estática aplicada en el CT, una estructura asimétrica, se desplaza solo en traslación, mientras que cuando se aplica en el CM, se inducen desplazamientos de traslación y angulares. Con base a esto se define al CT como el punto en el nivel o entrepiso en el cual se debe aplicar, correspondientemente, la fuerza sísmica o bien el cortante, para que no se produzcan rotaciones en los niveles o entrepisos. Lo anterior implica que puede tenerse un CT en el nivel ( $CT_N$ ) y otro en el entrepiso ( $CT_E$ ), los cuales no necesariamente ocupan la misma proyección vertical en planta, pero son estáticamente equivalentes.

Al respecto, las especificaciones de RCDF en sus NTCDS-2004, en lo relativo a efectos de torsión, resultan algo confusas, en primera instancia indican que **la excentricidad torsional es la calculada en cada entrepiso**, sin embargo hace referencia al **CT del nivel**; posteriormente, se menciona que **el punto de aplicación del cortante es en el nivel**, sin embargo una cosa es la fuerza cortante que se localiza en los entrepisos y otra es la fuerza sísmica que se considera aplicada en los niveles del edificio. Como puede notarse, existe una confusión de redacción y no queda claro cómo debe calcularse la excentricidad. Se cita textualmente lo especificado en dicha normativa:

*“La excentricidad torsional de rigideces calculada en cada entrepiso,  $e_s$ , se tomará como la distancia entre el centro de torsión del nivel correspondiente y el punto de aplicación de la fuerza cortante en dicho nivel”.*

Aunque el espíritu del reglamento es evaluar la excentricidad y por tanto la aplicación de la normatividad en los entrepisos, se ha demostrado que si se realiza este análisis en los niveles, utilizando los parámetros correspondientes a la ubicación del CT y CM en el nivel, se obtienen los mismos resultados dado que se trata de sistemas estáticamente equivalentes. Como se demuestra en la referencia (Zarate, 2002) y se ilustra brevemente en el capítulo 4.

Por otro lado, cuando la estructura se ve sometida a un movimiento sísmico, el cual induce fuerzas dinámicas, las respuestas máximas probables (demandas de ductilidad, desplazamientos, etc.) en los distintos niveles son diferentes a las correspondientes a la acción de una fuerza sísmica actuando estáticamente en el CM. Desde el contexto del análisis sísmico torsional, la diferencia entre las fuerzas calculadas dinámicamente respecto a las que produciría un análisis estático, se ocasionan por efectos de amplificación o deamplificación dinámica y para los cuales los reglamentos intentan tomarlos en cuenta por medio de factores.

Partiendo de los conceptos de dinámica estructural, la amplificación dinámica de la respuesta estática, al considerar un sistema amortiguado de un grado de libertad, sometido a una excitación armónica, puede definirse partiendo de las ecuaciones que definen el movimiento del oscilador fig. 3.1.2.

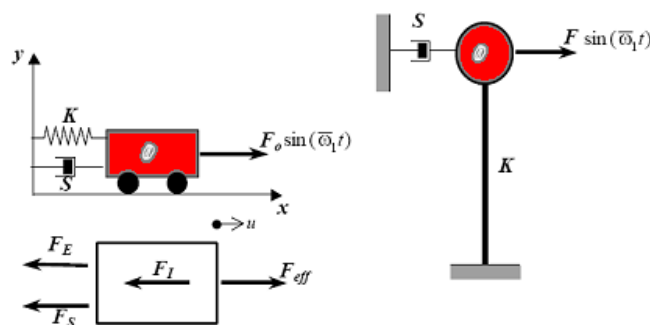


Fig. 3.1.2 Oscilador amortiguado sometido a una excitación armónica



Del diagrama de cuerpo libre se tiene que:

$$F_I(t) + F_s(t) + F_E(t) = F_{eff}(t) \quad (3.1.1)$$

$$M\ddot{u}(t) + S\dot{u}(t) + Ku(t) = F_0 \text{sen}(\bar{\omega}_1 t) \quad (3.1.2)$$

$$\ddot{u}(t) + \frac{S}{M}\dot{u}(t) + \frac{K}{M}u(t) = \frac{F_0}{M} \text{sen}(\bar{\omega}_1 t) \quad (3.1.3)$$

$$\ddot{u}(t) + 2\nu\omega_1\dot{u}(t) + \omega_1^2 u(t) = \frac{F_0}{M} \text{sen}(\bar{\omega}_1 t) \quad (3.1.4)$$

donde  $\omega_1$  es la frecuencia del oscilador y  $\bar{\omega}_1$  es la frecuencia de excitación.

La solución completa de la ec. 3.1.4 está dada por una solución general homogénea y una solución particular no homogénea. Si se considera que la solución particular es de la forma:

$$u_p = A \text{sen}(\bar{\omega}_1 t + \psi); \quad \psi = \text{ángulo de fase} \quad (3.1.5)$$

Para obtener los parámetros de interés, se sustituye la ec. 3.1.5 en la ecuación de movimiento y sus derivadas, procedimiento descrito en (Oller y Car 1999).

$$\dot{u}_p(t) = \bar{\omega}_1 A \cos(\bar{\omega}_1 t + \psi) \quad (3.1.6)$$

$$\ddot{u}_p(t) = -\bar{\omega}_1^2 A \text{sen}(\bar{\omega}_1 t + \psi) \quad (3.1.7)$$

$$\ddot{u}_p(t) = -\bar{\omega}_1^3 A \cos(\bar{\omega}_1 t + \psi) \quad (3.1.8)$$

$$\begin{cases} -\bar{\omega}_1^2 A \text{sen}(\bar{\omega}_1 t + \psi) + 2\nu\omega_1 \bar{\omega}_1 A \cos(\bar{\omega}_1 t + \psi) + \omega_1^2 A \text{sen}(\bar{\omega}_1 t + \psi) = \frac{F_0}{M} \text{sen}(\bar{\omega}_1 t + \psi) \\ -\bar{\omega}_1^3 A \cos(\bar{\omega}_1 t + \psi) - 2\nu\omega_1 \bar{\omega}_1^2 A \cos(\bar{\omega}_1 t + \psi) + \omega_1^2 \bar{\omega}_1 A \cos(\bar{\omega}_1 t + \psi) = \bar{\omega}_1 \frac{F_0}{M} \cos(\bar{\omega}_1 t + \psi) \end{cases} \quad (3.1.9)$$

De esta forma resultan las magnitudes para las constantes de la solución particular:

Factor de respuesta o amplitud

$$A = \frac{F_0}{K \sqrt{(1 - \alpha^2)^2 + 4\nu^2 \alpha^2}} \quad (3.1.10)$$

Ángulo de fase

$$\tan \psi = -\frac{2\nu\alpha}{1 - \alpha^2} \quad (3.1.11)$$

$$\text{con } \alpha = \frac{\bar{\omega}_1}{\omega}$$

y la solución compuesta resulta:

$$u(t) = \left[ \frac{F_0}{K \sqrt{(1 - \alpha^2)^2 + 4\nu^2 \alpha^2}} \operatorname{sen}(\bar{\omega}_1 t + \psi) \right] + \left[ e^{-\nu \omega_1 t} (C \operatorname{sen}(\omega_1 t + \varphi)) \right] \quad (3.1.12)$$

En la ec. 3.1.12, el primer término corresponde a la solución particular, y el segundo término (solución homogénea), corresponde a la parte transitoria, para la cual, cuando  $t$  es muy grande, su respuesta tiende a cero.

El parámetro  $\bar{\omega}_1$  es la frecuencia amortiguada y  $\varphi$  es el ángulo de fase entre la resultante del movimiento y el desplazamiento. Las constantes de integración  $C$ ,  $\varphi$  se obtienen para las condiciones iniciales,  $u(t=0) = u_0$ ,  $\dot{u}(t=0) = \dot{u}_0$ , y son independientes de la oscilación forzada.

El ángulo  $\psi$  de retardo de la respuesta del oscilador respecto de la excitación armónica, no está influenciado por la magnitud de la fuerza, pero sí por la relación de frecuencias  $\alpha$  y el amortiguamiento crítico del oscilador,  $\nu$ .

Se define como amplificación dinámica de la respuesta estática a la siguiente expresión:

$$f_A = \frac{A}{u_0} = \frac{A}{F_0} K = \frac{1}{\sqrt{(1 - \alpha^2)^2 + 4\nu^2 \alpha^2}} \quad (3.1.13)$$

Con base en la ec. 3.1.13 se observa que el factor de amplificación dinámica depende de la relación de frecuencia de excitación con respecto a la del oscilador, además del amortiguamiento crítico. La figura 3.1.3 muestra a variación del factor de amplificación en función de la relación de frecuencias, para diferentes valores de amortiguamiento crítico.

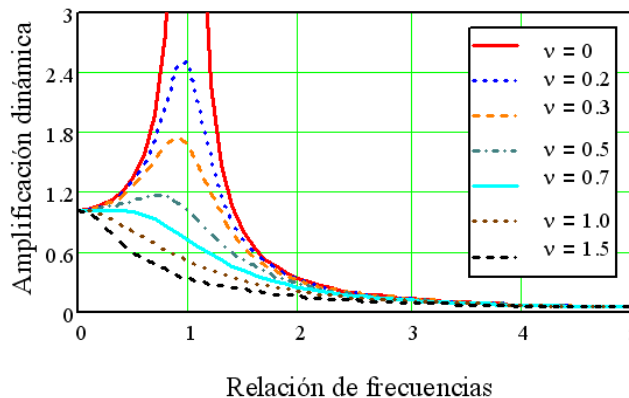


Fig. 3.1.3 Amplificación dinámica en función de la relación de frecuencias

En la fig. 3.1.3 se observa que para sistemas ligeramente amortiguados, la amplificación dinámica alcanza su valor máximo cuando el valor de la relación de frecuencias es muy cercano a 1, que es cuando el sistema se encuentra virtualmente en resonancia. En relación con el efecto de la torsión, gráficos similares al de la fig. 3.1.3 se han utilizado para establecer los factores de amplificación dinámica por torsión especificados en diferentes códigos de diseño sísmico.

Dada la naturaleza dinámica de un sismo, cuando una estructura asimétrica se ve excitada, es necesario incorporar a los efectos de torsión las amplificaciones dinámicas de las excentricidades estáticas, las cuales se producen debido al acoplamiento de los distintos modos de vibración lateral-torsional. Para tomar en cuenta este efecto, en el método sísmico estático se modifican las excentricidades estructurales mediante factores de amplificación dinámica con el fin de obtener dos momentos torsionantes de diseño, uno que se supone actúa en la zona flexible de la planta y otro en la zona rígida ya que no es posible diseñar con un solo parámetro o signo, debido a que las respuestas máximas de los dos extremos de la planta ocurren en instantes diferentes y para concordancias distintas de los modos de vibración, además, la variación aleatoria en los centros de masa o rigidez pueden obrar en sentidos diferentes, (Hernández y López, 2003). El análisis se realiza para dos direcciones ortogonales y posteriormente se combinan las respuestas.

Aunado a la amplificación dinámica, deben contemplarse efectos adicionales llamados accidentales, esto debido a que los momentos de torsión que aparecen en edificios reales difieren de los obtenidos de un análisis dinámico para un modelo tridimensional. Tales variaciones son atribuidas en parte, a las torsiones inducidas por la componente rotacional del terreno y por otra parte a diferencias en la llegada de las ondas sísmicas a los apoyos de las estructuras, asimismo se tiene cierta incertidumbre, en cuanto a la distribución de masas y rigideces, la diferencia entre las propiedades reales y las consideradas en el análisis y diseño (Hernández y López, 2003). La manera usual de considerar en el diseño sísmico de estructuras los efectos mencionados, es incluyendo un momento de torsión adicional, que se obtiene al suponer que la fuerza cortante que actúa en el entrepiso, se desplaza de su posición original una distancia denominada excentricidad accidental. En la mayoría de las normativas, la excentricidad accidental se calcula como un porcentaje de la dimensión máxima de la planta de la estructura medida perpendicularmente a la dirección del sismo; aunque actualmente existe un formato normativo, el cual es usado por (UBC, 1997), (FEMA, 1997a), (ICC, 2000), en el cual se evalúa un factor aplicable tanto a la excentricidad estructural como a una excentricidad accidental inicial, de tal forma que ésta última no permanece fija.

### **3.1.1 DETERMINACIÓN DE LAS COORDENADAS DEL CENTRO DE CORTANTE**

Para fines de análisis sísmico el centro de cortante es el punto de aplicación de la fuerza sísmica en el entrepiso.

Para un entrepiso cualquiera la excentricidad estructural,  $e_s$ , se define como la distancia entre el centro de torsión, CT y el centro de cortante, CC:

$$e_{sxJ} = X_{CCEJ} - X_{CTJ} \quad e_{syJ} = Y_{CCEJ} - Y_{CTJ} \quad (3.1.14)$$

donde:

$X_{CCEJ}, Y_{CCEJ}$  son las coordenadas del centro de cortante del entrepiso J  
 $e_{sxJ}$  es la excentricidad estructural en la dirección "X"  
 $e_{syJ}$  es la excentricidad estructural en la dirección "Y"

Partiendo de la posición del centro de masas en los niveles del edificio, las coordenadas del centro de cortante de entrepiso,  $CC_E$ , se obtiene por estática:

$$X_{CCEJ} = \sum_{J=1}^{NN} F_J X_{NJ} / V_J \quad Y_{CCEJ} = \sum_{J=1}^{NN} F_J Y_{NJ} / V_J \quad (3.1.15)$$

donde:

$X_{NJ}, Y_{NJ}$  = coordenadas del centro de masas del nivel J  
 $V_J$  = cortante del entrepiso J  
 $F_J$  = Fuerza sísmica en el nivel J

### 3.1.2 DETERMINACIÓN DE LAS COORDENADAS DEL CENTRO DE TORSIÓN POR EL MÉTODO MATRICIAL TRIDIMENSIONAL DE DAMY

La metodología propuesta por Damy y Alcocer (1987) se basa en la definición del CT. Las coordenadas del centro de torsión se obtienen a partir del análisis tridimensional en dos direcciones ortogonales e independientes y a partir de la matriz de rigidez del edificio y de las fuerzas sísmicas.

Para una dirección en particular, se determinan, en primer lugar, los desplazamientos laterales sin permitir las rotaciones de los niveles. Posteriormente, se calculan los momentos necesarios para impedir que los niveles roten. Finalmente, las coordenadas del centro de torsión se obtienen dividiendo el momento entre la fuerza sísmica actuante en el nivel para cada dirección.

Dada la matriz de rigidez del edificio:

$$[K] = \begin{bmatrix} k_{xx} & k_{xy} & k_{x\theta} \\ k_{yx} & k_{yy} & k_{y\theta} \\ k_{\theta x} & k_{\theta y} & k_{\theta\theta} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \{u\} \\ \{v\} \\ \{\theta\} \end{bmatrix} \quad (3.1.16)$$

La matriz anterior relaciona las fuerzas con los desplazamientos de la siguiente forma:

$$\begin{bmatrix} k_{xx} & k_{xy} & k_{x\theta} \\ k_{yx} & k_{yy} & k_{y\theta} \\ k_{\theta x} & k_{\theta y} & k_{\theta\theta} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \{u\} \\ \{v\} \\ \{\theta\} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \{F_x\} \\ \{F_y\} \\ \{M\} \end{bmatrix} \quad (3.1.17)$$

Para obtener el centro de torsión debemos garantizar que el punto en el cual se aplique la fuerza sísmica sólo produzca traslación. Con base en lo anterior, al considerar la acción de dos componentes sísmicas actuando en los niveles del edificio, referidas al sistema global de referencia, el momento producido por estas fuerzas respecto al origen será:

$$M_J = F_{yJ} X_{CTJ} - F_{xJ} Y_{CTJ} \quad (3.1.18)$$

Por congruencia con la representación vectorial del momento referido a un sistema cartesiano derecho, en la ecuación anterior el momento positivo será el producido por una fuerza que gira en sentido anti horario.

Para obtener las ordenadas del centro de torsión de los niveles, se considera que las fuerzas sísmicas son paralelas al eje "X", y como el análisis se realiza de forma independiente,  $\{F_y\} = \{0\}$ . De acuerdo con la definición del CT, basta con obtener el vector de momentos,  $M$ , que es necesario aplicar simultáneamente con  $\{F_x\}$  y  $\{F_y\}$  para que solo haya desplazamientos  $u$  y  $v$  sin rotación ( $\theta=0$ ). El planteamiento matricial resulta:

$$\begin{bmatrix} k_{xx} & k_{xy} & k_{x\theta} \\ k_{yx} & k_{yy} & k_{y\theta} \\ k_{\theta x} & k_{\theta y} & k_{\theta\theta} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \{u\} \\ \{v\} \\ \{\theta=0\} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \{F_x\} \\ \{0\} \\ \{M\} = \{-F_x Y_{CTN}\} \end{bmatrix} \quad (3.1.19)$$

Desarrollando las ecuaciones matriciales:

$$[k_{xx}] \{u\} + [k_{xy}] \{v\} = \{F_x\} \quad (3.1.20)$$

$$[k_{yx}] \{u\} + [k_{yy}] \{v\} = \{0\} \quad (3.1.21)$$

$$[k_{\theta x}] \{u\} + [k_{\theta y}] \{v\} = \{M\} = [-F_x] \{Y_{CTN}\} \quad (3.1.22)$$

Resolviendo la ecuación 3.1.20 y 3.1.21 se obtienen los desplazamientos traslacionales del edificio  $\{u\}$  y  $\{v\}$  y al sustituirlos en la ecuación 3.1.22, puede obtenerse el vector que contiene las ordenadas del centro de torsión:

$$Y_{CTN} = -[F_x]^{-1} \left( [k_{\theta x}] \{u\} + [k_{\theta y}] \{v\} \right) \quad (3.1.23)$$

Procediendo de forma análoga, cuando las fuerzas actúan paralelo al eje “Y”, se obtiene el vector  $\{X_{CTNj}\}$  que contiene el vector de las abscisas del CT del nivel:

$$X_{CTN} = [F_y]^{-1} \left( [k_{\theta x}] \{u\} + [k_{\theta y}] \{v\} \right) \quad (3.1.24)$$

Una vez calculados los centros de torsión en los niveles del edificio  $(X_{CTN}, Y_{CTN})$ , por estática podemos obtener los centros de torsión de los entrepisos, al aplicar las siguientes expresiones:

$$X_{CTE} = \sum_{j=1}^{NN} F_j X_{CTN_j} / V_j \quad (3.1.25)$$

$$Y_{CTE} = \sum_{j=1}^{NN} F_j Y_{CTN_j} / V_j \quad (3.1.26)$$

donde:

$NN$  = número de entrepisos o niveles.

$(X_{CCj}, Y_{CCj})$  = las coordenadas del centro de cortante del entrepiso “j”.

$(X_{CTNj}, Y_{CTNj})$  = las coordenadas del centro de rigidez del nivel “j”.

$V_j$  = la fuerza cortante del entrepiso “j”.

$F_j$  = la fuerza sísmica actuante en el nivel “j”.

Del planteamiento anterior, puede inferirse que el CT es función de la distribución del vector de fuerzas laterales aplicado a la estructura.

### 3.2 MODALIDADES DE DISEÑO POR TORSIÓN ESTÁTICA EN DIFERENTES NORMATIVAS

En el diseño por torsión, la mayoría de los códigos internacionales permiten llevar a cabo un análisis estático de las estructuras, considerando que las fuerzas sísmicas actúan en el centro de masas de cada piso, y que los momentos de torsión correspondientes se distribuyen entre los elementos resistentes; sin embargo, las acciones que resultan de este análisis varían con respecto a las que se obtendrían de un análisis dinámico tridimensional, en donde se considera la participación de vibraciones torsionales y traslacionales. Debido a esto, en un análisis sísmico estático resulta necesario incorporar los efectos de amplificación dinámica torsional. La incorporación de los efectos torsionales en el análisis estático, generalmente consiste en la modificación de las excentricidades estáticas, con lo cual se obtiene un momento torsionante de diseño que incrementa el cortante en los diferentes elementos resistentes de la estructura.

En este sentido, la mayoría de las normativas establecen para cada dirección de análisis, un factor de amplificación  $\alpha$  de la excentricidad estática  $e_s$ , el cual controla el diseño de los planos resistentes de la zona flexible de la planta. De igual forma, para el diseño de la zona rígida de la planta, se considera un factor de control  $\delta$  para

modificar la excentricidad estática  $e_s$ , que si se omite equivale a tomar el valor de 1. Adicionalmente se adiciona para la zona flexible o resta para la zona rígida una excentricidad llamada accidental, la cual se establece como un porcentaje  $\beta$  del ancho de la planta  $b$ , perpendicular a la dirección del análisis. De esta manera se generan dos momentos torsionantes de diseño que tienen la forma:

$$M_{d1} = V(\alpha \cdot e_s + \beta \cdot b) \quad (3.2.1)$$

$$M_{d2} = V(\delta \cdot e_s - \beta \cdot b) \quad (3.2.2)$$

donde  $e_s$  y  $V$  se toman con signo positivo. Las zonas de la planta, flexible o rígida, en este caso, se identifican por  $i = 1$  o  $2$ , respectivamente. Luego se combinan las respuestas para las dos componentes ortogonales del sismo añadiendo, a cada respuesta ante una componente, por ejemplo, el 30% (NTCDS-2004) de la respuesta ante la componente ortogonal.

El empleo de excentricidades de diseño trae como consecuencia un incremento de las fuerzas cortantes en los elementos resistentes debido al momento torsionante que se genera en un edificio asimétrico. Dependiendo de los diferentes factores de amplificación involucrados en las excentricidades de diseño en los diferentes códigos, la sobrerresistencia por efectos torsionales que se proporciona puede variar de un criterio a otro.

Una forma de obtener el factor de amplificación  $\alpha$  de la ec. 3.2.1, es empleando la metodología propuesta por Bazan y Meli (2000). En este procedimiento, a partir de un análisis dinámico, se obtiene para cada entrepiso un momento torsionante  $M_{Td}$  referido al CC, que al dividirlo por el cortante dinámico de entrepiso  $V_d$ , se obtiene una excentricidad dinámica,  $e_d$ , con la que es posible obtener el valor de  $\alpha$  empleando la ec. 3.2.3.

$$\alpha = \frac{e_s + e_d}{e_s} \quad (3.2.3)$$

#### RCDF - NTCDS-2004

Las NTCDS-2004 limitan la aplicación del método estático para estructuras regulares en masas, rigideces y elevación de no más de 30 m de altura y para estructuras irregulares de no más de 20 m de altura. Para edificios ubicados en la Zona I, los límites se amplían a 40 y 30 m, respectivamente.

Los momentos torsionantes se toman por lo menos igual a la fuerza cortante de entrepiso multiplicada por la excentricidad que para cada marco o muro resulte más desfavorable de la ec. 3.2.4 y la ec. 3.2.5.

$$e_{d1} = 1.5e_s + 0.1b \quad (3.2.4)$$

$$e_{d2} = e_s - 0.1b \quad (3.2.5)$$

donde los factores de 1.5 y 1.0 consideran efectos de amplificación dinámica y el factor 0.1 considera efectos de amplificación de la excentricidad por efectos accidentales.

Otros estudios realizados con modelos de cortante de un nivel han considerado otros valores para los coeficientes involucrados en las ecuaciones 3.2.4 y 3.2.5 (Ayala y García, 1992) con objeto de estudiar la respuesta inelástica de modelos de edificios asimétricos.

Dada la simplicidad de las ecuaciones anteriores, en códigos de diversos países se ha cuestionado su capacidad para caracterizar la amplificación dinámica de una estructura, por lo que surge la necesidad de evaluar la participación de otros parámetros como ya se establecen en códigos recientes. A continuación se presenta una breve descripción de las recomendaciones que se establecen en diversos códigos relativas a la consideración de los efectos torsionales.

#### UBC 1997

El UBC-1997, y el ASCE 2002, (normativas americanas) limitan el método estático para estructuras regulares de no más de 70 m de altura y para estructuras irregulares de no más de 5 niveles o 20 m de altura.

Para los efectos de torsión, se define como entrepiso torsionalmente irregular cuando  $\frac{\Delta_{max}}{\Delta_{prom}} > 1.2$ , donde  $\Delta_{max}$  y  $\Delta_{prom}$  son la distorsión máxima y promedio de un entrepiso en particular. En este caso, se calcula un factor de amplificación A, a partir de los desplazamientos máximos  $\delta_{max}$  y promedio  $\delta_{prom}$  de los puntos extremos en cada nivel de la edificación y para cada dirección, bajo la aplicación de las fuerzas cortantes de piso más el momento torsionante con  $\alpha = 1$  y  $\beta = 0.05$

$$1 \leq A = \left( \frac{\delta_{max}}{1.2 \cdot \delta_{prom}} \right)^2 \leq 3 \quad (3.2.6)$$

El formato anterior es equivalente a utilizar el formato común de las excentricidades de diseño con los factores  $\alpha = 1$ ,  $\delta = 1$  y  $\beta = 0.05 \cdot A$ .

#### Código de Nueva Zelanda

La norma de Nueva Zelanda (Regulations for Seismic Design, 2008) propone unas prescripciones que equivalen a usar  $\alpha = \delta = 1$  y  $\beta = 0.10$  para edificaciones regulares



con poca excentricidad, pero obliga a hacer un análisis dinámico espacial para edificaciones de excentricidad considerable.

### Código de Venezuela

En la versión 2001 de la norma venezolana (COVENIN 1756, 2001), el método estático se limita a estructuras regulares (en planta y en elevación) de no más de 10 niveles o 30 m de altura. En este código se proponen expresiones para determinar dichos factores de amplificación dinámica. Además se establecen irregularidades de las edificaciones por causas torsionales. Las expresiones para determinar los factores arriba mencionados son:

$$\alpha = \begin{cases} 1 + (4 - 16\varepsilon)\Omega & \text{para } 0.5 \leq \Omega \leq 1 \\ 1 + (4 - 16\varepsilon(2 - \Omega))(2 - \Omega)^4 & \text{para } 1 \leq \Omega \leq 2 \\ 1 & \text{para } \Omega \geq 2 \end{cases} \quad (3.2.7)$$

$$\delta = 6(\Omega - 1) - 0.6 \quad -1 \leq \delta \leq 1 \quad (3.2.8)$$

$$\beta = 0.06 \quad (3.2.9)$$

donde,  $\Omega$  es la relación entre las frecuencias torsional y traslacional y  $\varepsilon$  es el índice de excentricidad de la planta de finido como la relación de la excentricidad estructural y el radio de giro inercial de la planta. Además se restringe la aplicación del método, con limitaciones tales como: a) evitar excentricidades grandes, restringiendo

$\varepsilon = \frac{e_s}{r} \leq 0.2$ , b) se impiden rigideces torsionales exigiendo  $\frac{r_t}{r} = \Omega \geq 0.5$  y c). Se previenen relaciones indeseables entre la rigidez torsional y la excentricidad con  $\frac{e_s}{r_t} \leq 0.3$ .

donde:

- $e_s$  excentricidad estructural
- $r$  radio de giro inercial de la planta
- $r_t$  radio de giro rotacional de la planta.

La condición de regularidad se considera implícita en los modelos matemáticos utilizados para la deducción de las fórmulas del método.

Para efectos de diseño, en esta norma se tomó como variación nominal básica del CM y CR, un 3% del ancho de la planta, que es un valor intermedio (aproximadamente asociado a un 50% de excedencia para situaciones promedio). Este valor se amplifica luego por efectos dinámicos.

Los valores de  $\alpha$  y  $\delta$  especificados se obtuvieron mediante ajustes aproximados de los desplazamientos máximos (o fuerzas) bajo la excitación traslacional, tomando en cuenta la existencia de una excentricidad ortogonal y la acción simultánea de una componente sísmica ortogonal.

En cuanto a la magnitud de  $\beta$ , la norma toma como base un promedio de las excentricidades accidentales que ajustan las envolventes de los desplazamientos extremos bajo la acción de la excitación traslacional más la rotacional, junto a una variación de excentricidades nominales del 3% del ancho de la planta. Este promedio es aproximadamente un 8% del ancho de la planta para las situaciones más comunes de propiedades de las edificaciones. De ahí resulta la especificación de un 6% del ancho de la planta en cada dirección; y al combinar las excentricidades de ambas direcciones resulta un momento torsor equivalente al del 8% (aprox.) en una dirección.

#### Código Sísmico de Canadá

El National Building Code of Canada (NBCC 2005), especifica el uso del método estático para estructuras que cumplan con alguna de las siguientes condiciones:

1.  $I_E F_a S_a < 0.35$

donde:

$I_E$  factor de importancia

$F_a$  coeficiente de aceleración del suelo en el sitio

$S_a$  aceleración espectral para un 5% de amortiguamiento

2. Estructuras regulares con altura menor de 60 m y con periodo fundamental lateral  $T_a < 2s$  en cada una de las direcciones ortogonales.
3. Estructuras irregulares sin sensibilidad torsional con altura de hasta 20 m y con periodo fundamental lateral  $T_a < 0.5s$  en cada una de las dos direcciones ortogonales.

Se define la sensibilidad torsional como  $B = \frac{\delta_{max}}{\delta_{prom}}$ . Para  $B \leq 1.7$ , los efectos

torsionales en cada elemento resistente son considerados mediante la excentricidad de diseño más desfavorable, dado por  $e_d = \pm 0.1b$ . Para  $B > 1.7$ , los efectos torsionales deben determinarse mediante un análisis dinámico en el cual, el acoplamiento de los diferentes modos traslacional y rotacional ya está considerado, por lo que solo es necesario tomar en cuenta la torsión debida a efectos accidentales.

**Eurocódigo**

El eurocódigo (EC8, 1994), considera un método de análisis modal espectral simplificado, para edificios en las cuales la respuesta no se ve afectado significativamente por los modos superiores. Lo anterior se satisface generalmente, cuando una estructura cumple con los criterios de regularidad en planta y elevación y que el periodo fundamental en cada una de las dos direcciones principales  $T \leq 4T_c$  ó  $2.0s$ , donde  $T_c$  es el periodo límite de la parte espectral constante, a partir del cual inicia la rama descendente del espectro elástico.

En el caso de un edificio con distribución uniforme de masas y rigidez lateral, los efectos de torsión accidental pueden tomarse en cuenta mediante la amplificación de las respuestas obtenidas del análisis en el cual se considera solo efectos de traslación, en cada elemento por el factor

$$\delta = 1 + \frac{0.6X}{L_i} \quad (3.2.10)$$

donde  $X$  es la distancia entre el elemento en cuestión y el centro geométrico de la planta medido perpendicularmente a la dirección del sismo y  $L_i$  es la distancia entre los dos elementos resistentes a carga lateral más externos.

Para edificios que no satisfacen los criterios de regularidad en planta, pero que cumplen una de la serie de condiciones dadas según los siguientes criterios, los efectos de torsión pueden considerarse mediante un análisis aproximado.

**Criterio 1**

- El edificio tiene ornamentos y particiones bien distribuidas y relativamente rígidas.
- La altura del edificio no excede de 10 m.
- La relación de aspecto  $\frac{H}{L}$  (altura/longitud) en las dos direcciones principales es menor de 0.4.

**Criterio 2**

- La rigidez de los forjados en su plano es suficientemente grande en comparación con la rigidez lateral de los elementos estructurales verticales, de tal forma que puede suponerse para el sistema de piso, comportamiento de diafragma rígido.
- Los centros de rigidez y de masa están situados aproximadamente en una línea vertical.

Para este análisis, en cada entrepiso se tiene una excentricidad  $e_2$ , que toma en cuenta el acoplamiento de los efectos dinámicos de traslación y torsión, el cual debe tomarse como el menor de las siguientes expresiones:

$$e_2 = \min \begin{cases} 0.1(a+b)\sqrt{\frac{10e_s}{a}} \leq 0.1(a+b) \\ \frac{1}{2e_s} \left[ l_s^2 - e_s^2 - r^2 + \sqrt{(l_s^2 + e_s^2 - r^2)^2 + 4e_s^2 r^2} \right] \end{cases} \quad (3.2.11)$$

donde:

$e_s$  = excentricidad entre el CT y el CM

$l_s^2 = \frac{a^2 + b^2}{12}$  cuadrado del radio de giro inercial de la planta

$r^2$  = relación de rigidez torsional y lateral

$a, b$  = dimensión en planta, paralela y perpendicular a la dirección de análisis, respectivamente.

La excentricidad adicional  $e_2$  puede omitirse si  $r^2 > 5(l_s^2 + e_s^2)$

La excentricidad de diseño para cada elemento resistente se considera como la más desfavorable de las ecs. 3.2.11 y 3.2.12.

$$e_{d1} = e_s + e_1 + e_2 \quad (3.2.12)$$

$$e_{d2} = e_{si} - e_1 \quad (3.2.13)$$

donde,  $e_1$  corresponde a la excentricidad accidental igual al 5% de la máxima dimensión en planta del nivel en cuestión, perpendicular a la dirección de análisis.

Los códigos de diseño Colombia (NSR-98), El Salvador, Filipinas, entre otros (Regulations for Seismic Design, 2008), mantienen el mismo formato que el de las normas americanas (UBC) en lo relativo a diseño por torsión.

Algunos códigos de diseño por torsión que mantienen un formato similar al UBC (Earthquake Resistant Regulations, 1992 y Regulations for Seismic Design, 2008), con ligeras variaciones en el valor del factor de amplificación  $A$  son:

$$\text{Código de Irán} \quad A = \left( \frac{\delta_{max}}{\delta_{prom}} \right)^2 \quad 1 \leq A \leq 3 \quad (3.2.14)$$

$$\text{Código de Israel} \quad A = 2.78 \left( \frac{\delta_{max}}{\delta_{max} + \delta_{min}} \right)^2 \quad 1 \leq A \leq 3 \quad (3.2.15)$$

$$\text{Código de Turquía } D_i = \left( \frac{\eta_{bi}}{1.2} \right)^2 \quad 1 \leq D_i \leq 3 \quad (3.2.16)$$

donde  $\eta_{bi} = \frac{\Delta_{max}}{\Delta_{prom}}$ , donde  $\Delta_{max}$  es la distorsión máxima en el entrepiso  $i$ ,  $\Delta_{prom}$  es la distorsión promedio en el mismo entrepiso.

Algunos códigos de diseño que mantienen un formato similar al del RCDF (Regulations for Seismic Design, 2008), en cuanto a excentricidades de diseño se muestran en la tabla 3.2.1.

Tabla 3.2.1 Factores empleados en la excentricidad de diseño en algunos códigos

Código	$\alpha$	$\delta$	$\beta$	Límites
Argentina, 2008	1.5	1	0.1	$e < 0.05B$
	1.5	1	0.07	$e < 0.25B$
Australia, 1979	$1.7 - e/B$	1	0.1	
Canada, NBC 2005	1	1	0.1	$\delta_{max}/\delta_{prom} < 1.7$
Chile NCH433-1996	1	1	$0.10Z_k/H$	
Cuba, 1999	1.5	2	0.05	
Egipto, 1998	1.5	2	0.1	
Etiopía, 1983	1.5	1	0.05	
India, 2000	1.5	1	0.05	
Italia, 2008	1	1	0.05	
Nueva Zelanda, 1992	1	1	0.05	
Nicaragua, 2005	1.5	1	0.1	
Perú, 2006	1	1	0.05	
Portugal, 2006	1	1	0.05	
Suiza, 2003	1.5	1	0.05	

En general, los códigos de diseño por torsión sísmica, con un formato similar al código americano, utilizan como método indirecto para estimar la amplificación dinámica, la evaluación del efecto de ciertos momentos torsionantes en la respuesta rotacional de la planta medidos a través de los desplazamientos extremos. A partir de este análisis se infiere un factor de amplificación de los momentos torsionantes.

Por otro lado, todos los códigos de diseño limitan la aplicación del método estático a estructuras con regularidad estructural en planta y elevación limitándolo hasta cierta altura que varía en función de la zona o tipo de suelo y el grado de asimetría. En algunos códigos, cuando la estructura se clasifica como fuertemente sensible a la torsión, es necesario efectuar un análisis dinámico modal tridimensional para tomar en cuenta los efectos de torsión.

## CAPÍTULO 4

## CARACTERIZACIÓN DE LA RESPUESTA SÍSMICA TORSIONAL EN EDIFICIOS DE VARIOS NIVELES

## 4.1 EQUIVALENCIA ESTÁTICA ENTRE ANÁLISIS POR TORSIÓN EN EL NIVEL O EN EL ENTREPISO

En el capítulo anterior se comentó que el CT en un edificio, puede ser referido a cada uno de sus niveles (CTN) o entresijos (CTE), por lo que es posible obtener dos excentricidades estructurales; sin embargo éstas involucran conceptos diferentes, por lo que resulta indispensable conocer en que parte se lleva a cabo el análisis, ya que el mezclar conceptos, reportaría resultados completamente diferentes.

Como ya se mencionó, algunos códigos de diseño como el venezolano y el RCDF, los cuales involucran el concepto de la excentricidad estructural en el diseño por torsión estática, no especifican claramente si ésta es el correspondiente al nivel o al entresijo, y además mezclan conceptos que en cierta forma pueden confundir al diseñador.

En este capítulo se pretende aplicar las recomendaciones de diseño por torsión que establece el RCDF a un ejemplo sencillo con objeto de ilustrar el uso de los parámetros asociados a los efectos de torsión, referidos al nivel o al entresijo, donde se demuestra su equivalencia y se comentan sus ventajas y desventajas. Las figs. 4.1.1 y 4.1.2 muestran los parámetros involucrados para el análisis en el nivel y entresijo, respectivamente.

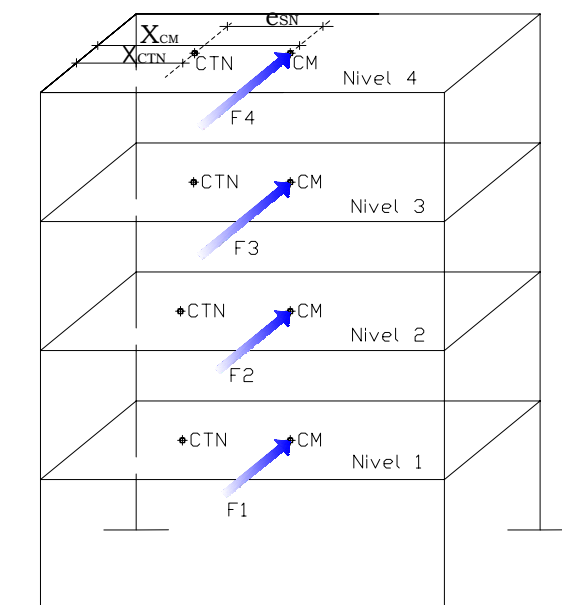


Fig. 4.1.1 Parámetros involucrados cuando el análisis se realiza en el nivel

Para una dirección dada, si el análisis se realiza en el nivel,  $e_{SN}$ , está dada por la distancia del CTN al CM y, el momento torsionante en el nivel es el resultado de multiplicar tal excentricidad por la fuerza sísmica actuando en el CM,  $F^*e_{SN}$ .

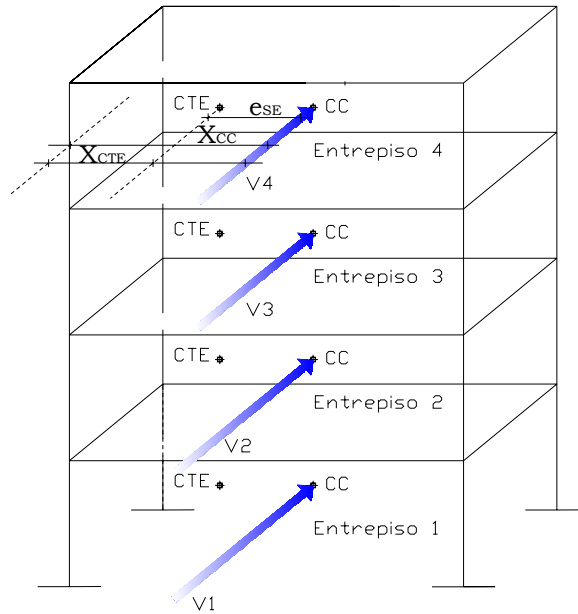


Fig. 4.1.2 Parámetros involucrados cuando el análisis se realiza en el entrepiso

Por otro lado, cuando el análisis es en el entrepiso,  $e_{SE}$ , se define como la distancia del CTE al CC, de tal forma, que el momento torsionante en el entrepiso es el producto del cortante por la excentricidad de entrepiso,  $V^*e_{SE}$ .

Empleando la metodología propuesta por Damy y Alcocer (1987) para el cálculo del CT, descrita en el capítulo anterior, se obtiene inicialmente el CTN, sin embargo, el centro de torsión en el entrepiso se obtiene fácilmente por estática.

Para estos fines se analiza, un modelo de 4 niveles (Chipol, 2001), cuyos resultados se muestran en las tablas 4.1.1 y 4.1.2. Las características del modelo son descritas en el siguiente capítulo dado que fue tomado como referencia para estudiar otros aspectos de este trabajo.

Tabla 4.1.1 Análisis por torsión en el entrepiso

Entrepiso	Vy <sub>i</sub> (t)	CC	CTE	EXCENTRICIDADES			MTE (t-m)		MTN (t-m)	
		X <sub>cci</sub> (m)	X <sub>cti</sub> (m)	es <sub>xi</sub> (m)	ed <sub>x1i</sub> (m)	ed <sub>x2i</sub> (m)	My <sub>1j</sub>	My <sub>2i</sub>	My <sub>1j</sub>	My <sub>2i</sub>
4	28.80	7.50	7.299	0.201	1.802	-1.299	262.10	172.80	262.10	172.80
3	50.40	7.50	6.790	0.710	2.565	-0.790	471.49	302.40	209.39	129.60
2	64.80	7.50	6.785	0.715	2.573	-0.785	606.37	388.80	134.88	86.40
1	72.00	7.50	5.846	1.654	3.981	0.154	707.54	432.00	101.17	43.20

Tabla 4.1.2 Análisis por torsión en el nivel

Nivel	F <sub>yi</sub> (t)	CM	CTN	EXCENTRICIDADES			MTN (t-m)	
		X <sub>cmi</sub> (m)	X <sub>CTi</sub> (m)	esxi (m)	edx1i (m)	edx2i (m)	My1j	My2i
4	28.80	7.50	7.299	0.201	1.802	-1.299	262.10	172.80
3	21.60	7.50	6.112	1.388	3.582	-0.112	209.39	129.60
2	14.40	7.50	6.766	0.734	2.601	-0.766	134.88	86.40
1	7.20	7.50	-2.596	10.096	16.644	8.596	101.15	43.20

De las tablas 4.1.1 y 4.1.2 puede observarse que, a pesar de que la posición del CT en el nivel y en el entrepiso son diferentes, al igual que sus correspondientes excentricidades de diseño, los momentos efectivos en los niveles resultan los mismos, por lo que ambos análisis son estáticamente equivalentes, siempre y cuando los análisis se realicen de forma independiente, sin mezclar parámetros y conceptos.

## 4.2 INFLUENCIA DE LA DISTRIBUCIÓN LATERAL DE CARGAS EN LA UBICACIÓN ESPACIAL DEL CENTRO DE TORSIÓN

### 4.2.1 ESTUDIOS ANTERIORES

Como se ha mencionado anteriormente, la excentricidad estática es un indicador del nivel de asimetría de un entrepiso, el cual es función directa de la ubicación del CT y del CC.

Existen algunos procedimientos aproximados para determinar el CT de un entrepiso, basados en el uso de rigideces de entrepiso, sin embargo también existe un procedimiento riguroso que es posible aplicar con ayuda de los programas de análisis estructural actuales.

A partir de la metodología descrita en el capítulo anterior (Damy y Alcocer, 1987), en este apartado, se presentan los resultados obtenidos relativos a la variación espacial del CT en un grupo de edificios de 4 niveles con el apoyo de programas comerciales y otros desarrollados para estos propósitos.

Con el propósito de calibrar los programas empleados, SAP2000 (CSI, Inc.) y el TOR3D (García e Islas, 2003) se analizaron cinco edificios de cuatro niveles con diferentes grados de asimetría, los cuales fueron estudiados anteriormente por Chipol (2001).

Los modelos de edificios corresponden a estructuras del grupo B, localizados en la Zona IIIc con base en la zonificación sísmica del Valle de México de acuerdo con el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal. Su estructura es a base de marcos de concreto reforzado empotrados en su base. Se seleccionó un valor de  $Q=4$ . La planta es cuadrada y está dividida en tres crujías. Todos ellos fueron diseñados utilizando el método sísmico estático establecido en las NTC para Diseño por Sismo.



Los entrepisos tienen una altura de 3.0 m. Las dimensiones de las trabes son de 50 x 25 cm en todos los pisos. Las columnas tienen dos tipos de secciones, 60 x 60 cm y 40 x 40 cm. El espesor de la losa es de 10 cm en todos los pisos. Se utilizó concreto de  $f'_c=250 \text{ kg/cm}^2$ , concreto tipo I.

La asimetría en planta de los edificios fue proporcionada por una excentricidad en rigideces, generada por el cambio en dimensiones de columnas o adición de muros y la asimetría en elevación mediante la disminución a una crujía en la dirección X en los dos últimos niveles. Para mayor facilidad en el manejo de los modelos se decidió nombrarlos MI, MII, MIII, MIV y MV. La geometría en planta y elevación para cada modelo se muestran en las figs. 4.2.1 y 4.2.2. Sus respectivas características se muestran en las tablas 4.2.1 y 4.2.2.

Tabla 4.2.1 Propiedades y parámetros, edificios MI, MII, MIII

Modelo	L (m)	Cols. en Negro (cm)	Cols. en Blanco (cm)	W (Ton/m <sup>2</sup> )
MI	5.0	60 x 60	40 x 40	0.8
MII	5.0	40 x 40	60 x 60	1.0
MIII	5.0	41 x 40	40 x 40	0.8

Tabla 4.2.2 Propiedades y parámetros, edificios MIV y MV

Modelo	L (m)	Cols (cm)	Muros	W (Ton/m <sup>2</sup> )
MIV	5.0	60 x 60	Concreto $f'_c=200 \text{ kg/cm}^2$ , 8 cm espesor	0.8
MV	5.0	60 x 60	Mampostería $f'_m=15 \text{ kg/cm}^2$ , 10 cm espesor	1.0

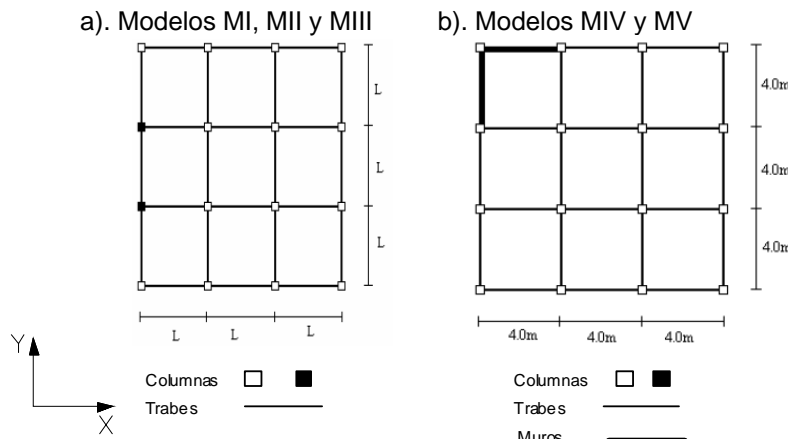


Fig. 4.2.1 Vista en planta de los modelos estudiados

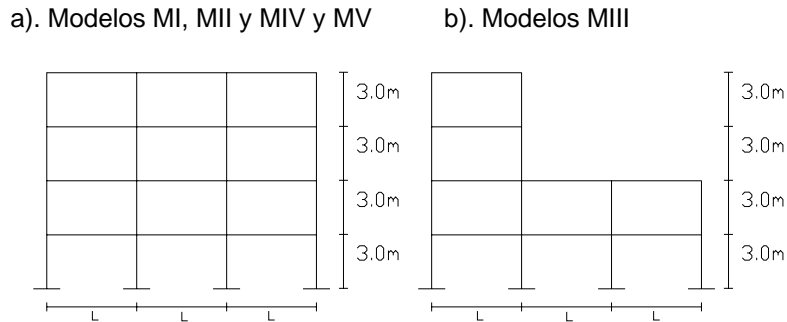


Fig. 4.2.2 Vista en elevación para los edificios estudiados

La distribución lineal de cargas laterales utilizada para el análisis de los modelos fue la correspondiente a la obtenida con el método sísmico estático de las NTCDS-2004 del RCDF, y es diferente para cada uno de los modelos.

Dado que el análisis se realizó solo en la dirección “Y”, el valor obtenido para el centro de torsión para cada entrepiso corresponde a la abscisa  $X_{CT}$ . Los resultados obtenidos se presentan en la siguiente tabla:

Tabla 4.2.3 Localización del centro de torsión de entrepiso

ENT	MODELO									
	MI		MII		MIII		MIV		MV	
	$X_{CT}$ (m)		$X_{CT}$ (m)		$X_{CT}$ (m)		$X_{CT}$ (m)		$X_{CT}$ (m)	
	SAP2000	TOR3D	SAP2000	TOR3D	SAP2000	TOR3D	SAP2000	TOR3D	SAP2000	TOR3D
1	5.89	5.85	8.22	8.23	7.43	7.41	3.82	3.73	5.17	5.10
2	6.75	6.78	8.09	8.09	8.14	8.15	3.14	3.01	4.36	4.22
3	6.79	6.79	8.02	8.01	2.50	2.50	3.41	3.33	4.34	4.23
4	7.28	7.29	8.01	8.01	2.50	2.50	4.01	4.11	4.22	4.21

Para mayor claridad en la interpretación de resultados, se graficó para cada modelo la posición del CT obtenido por ambos procedimientos. Las siguientes figs., muestran los resultados.

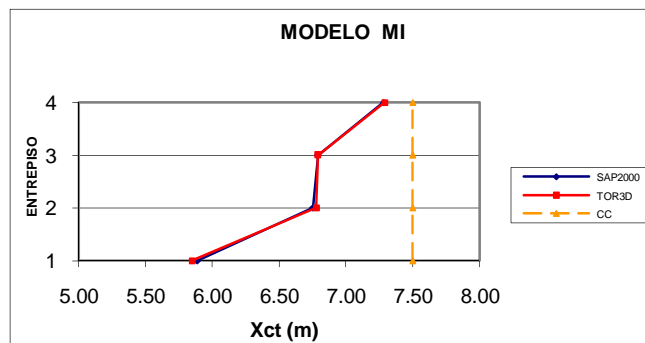


Fig. 4.2.3 Coordenada del centro de torsión para el modelo MI

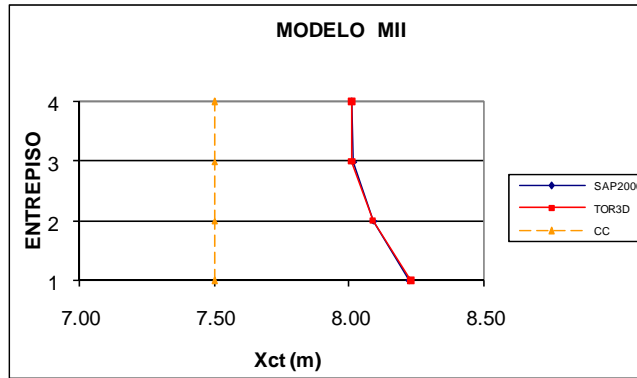


Fig. 4.2.4. Coordenada del centro de torsión para el modelo MII

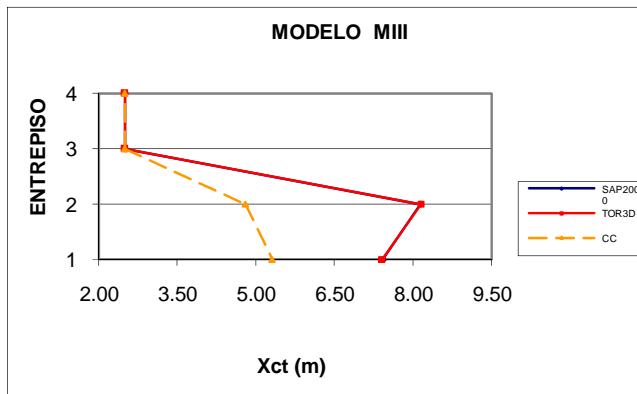


Fig. 4.2.5 Coordenada del centro de torsión para el modelo MIII

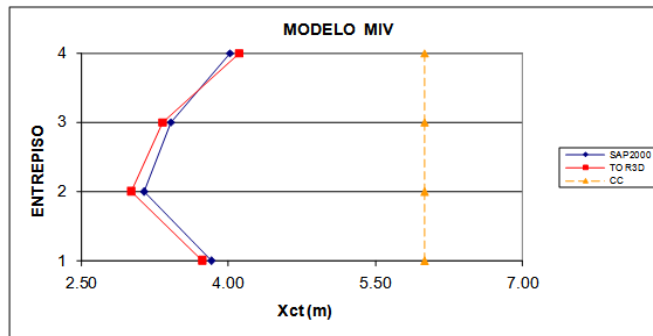


Fig. 4.2.6 Coordenada del centro de torsión para el modelo MIV

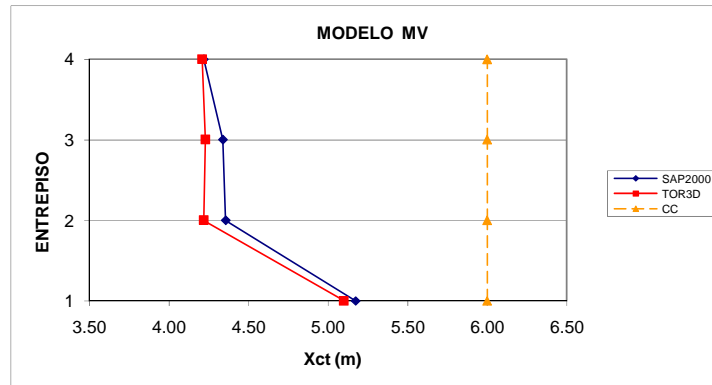


Fig. 4.2.7 Coordenada del centro de torsión para el modelo MV

En las figs. 4.2.3 a 4.2.7 se observa que para la coordenada en “X” del centro de torsión obtenido con ambos procedimientos son prácticamente iguales ya que las variaciones son mínimas. Las pequeñas variaciones que se presentan pueden atribuirse al redondeo que se hizo para el cortante en cada plano resistente reportado en el programa SAP2000.

De las gráficas presentadas, si se relaciona la variación espacial del CT con la posición del CC, es evidente el nivel de asimetría que se presenta en los diferentes entrepisos de los edificios. Por otro lado, se observa que cuando la excentricidad está dada por el aumento o disminución en la secciones de las columnas localizadas en la periferia (Modelos MI, MII), el mayor nivel de asimetría se presenta en el primer entrepiso y tiende a disminuir con la altura del edificio (Chipol, 2001).

Para el modelo MIII, el cual presenta una asimetría en elevación, se observa un comportamiento similar presentando mayor asimetría en el primer entrepiso y disminuyendo con la altura.

Para los modelos MIV y MV, en los que la asimetría es proporcionada por muros, se observa un cambio en la variación del centro de torsión presentándose la mayor asimetría en los entrepisos intermedios y tomando un valor mayor cuando el muro es de concreto como resultado de una mayor rigidez relativa en el plano resistente.

Es claro que la adición de muros en un edificio produce una mayor asimetría estructural en comparación con el aumento o disminución en las secciones de columnas, por lo que se acentúan más los efectos de torsión.

Para edificios de mayor altura, Chipol 2001, encontró que el CT presenta una tendencia a alejarse de la zona de mayor rigidez en la planta del edificio, lo que implica que dado un grado de asimetría, el CT de torsión puede invertir su sentido respecto a los primeros, hecho que se presenta principalmente en edificios de mediana y gran altura cuando la asimetría está dada por muros.

En la fig. 4.2.8 se presenta la variación espacial del CT para un edificio de 15 niveles; si la línea vertical corresponde al centro de cortante (CC), se puede observar que se alcanza un nivel importante de asimetría en el primer tercio de la altura el cual disminuye hasta llegar a invertir el sentido del momento torsionante en el último entrepiso en donde además puede presentarse la máxima excentricidad.

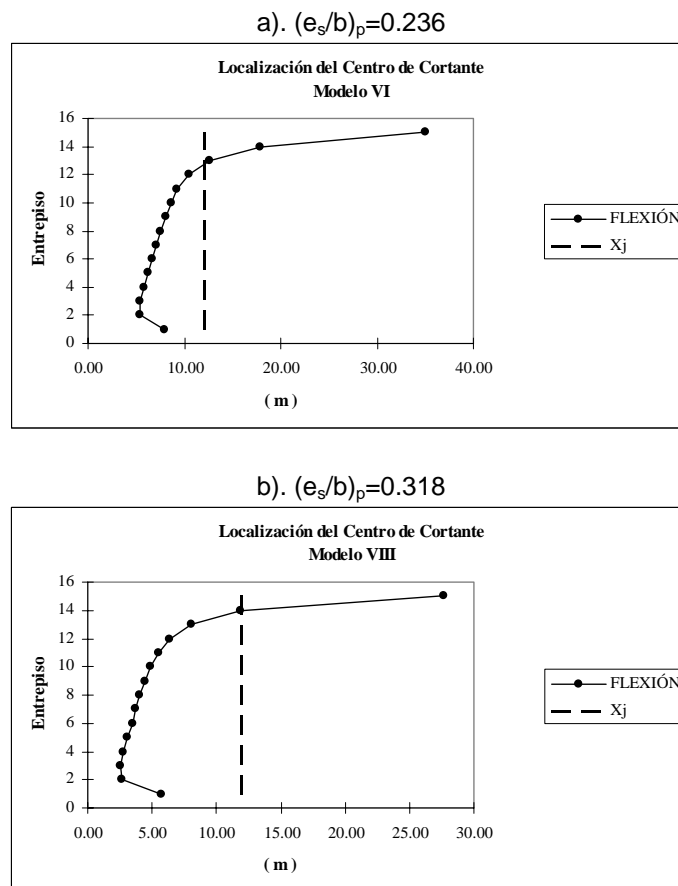


Fig. 4.2.8 Variación espacial del CT, edificio de 15 niveles, Chipol (2001)

El hecho de que en los últimos entrepisos se invierta el CT es un problema grave ya que al aplicar la normativa por torsión, se genera un momento torsionante en el nivel de gran magnitud que afecta la distribución de cortante en los planos resistentes. Como soluciones a este problema, se ha demostrado (Chipol y García 2001), que el mantener entrepisos sensiblemente simétricos en los últimos niveles disminuye los incrementos de excentricidad debidos a este efecto. Otra propuesta consiste en modificar la distribución de rigideces incrementando la rigidez en planos resistentes contrarios a la zona de mayor rigidez. Los resultados de ambas propuestas se presentan en la fig. 4.2.9.

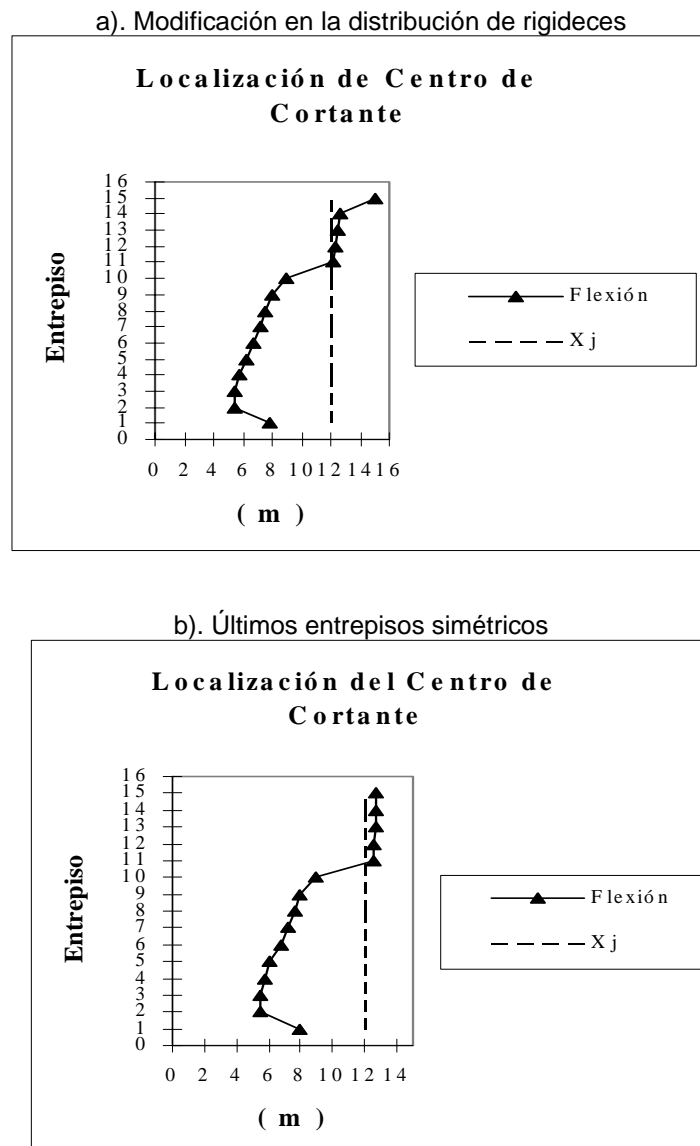


Fig. 4.2.9. Propuestas para disminuir el efecto torsional en los últimos entresijos del Edificio, edificio de 15 niveles, Chipol (2001).

#### 4.2.2 VARIACIÓN ESPACIAL DEL CENTRO DE TORSIÓN CON LA DISTRIBUCIÓN LATERAL DE FUERZAS

Del planteamiento matricial tridimensional propuesto por Damy y Alcocer (1987), para la obtención del CT, se observa que su ubicación depende, además de las rigideces del sistema estructural, de la distribución de cargas laterales cuya variación fue observado con detalle en el apartado anterior.

Con objeto de estudiar la sensibilidad de la ubicación del CT ante la distribución lateral de cargas, se presenta a continuación el estudio de su comportamiento bajo la

acción de diversas distribuciones de cargas, algunas de ellas arbitrarias y, más adelante, otras derivadas del uso de cargas vivas reglamentarias.

Dado que los efectos más desfavorables en estructuras asimétricas, se originan por la presencia de muros de rigidez, se adicionaron este tipo de elementos a sistemas estructurales de edificios de 4, 8 y 15 niveles colocados en su periferia.

En vista de que el propósito de este planteamiento es observar la variación con la del CT con la altura, se propuso mantener constante el valor del cortante basal para cada una de las distribuciones de carga lateral consideradas.

El modelo de cuatro niveles, correspondió al modelo MIV estudiado anteriormente. Para los edificios de 8 y 15 niveles, se tomó de referencia al modelo MIV. Las figs. 4.2.10 y 4.2.11 muestran una vista en planta y elevación de éstos casos. Las propiedades y cargas consideradas se muestran en la tabla 4.2.4.

Tabla 4.2.4 Propiedades y cargas consideradas para los modelos estudiados

Edificio	Columnas (cm)	Trabes (cm)	Muros (cm)	W (ton/m <sup>2</sup> )
4 Niveles	60 x 60	25 x 50	8	1.304 y 1.1152
8 Niveles	1 - 5 Niv 120 x 120 5 - 8 Niv 110 x 110	35 x 90	15	0.69 y 0.450
15 Niveles	1 - 5 Niv 130 x 130 6 - 10 Niv 120 x 120 11 -15 Niv 110 x 110	35 x 90	15	0.69 y 0.450

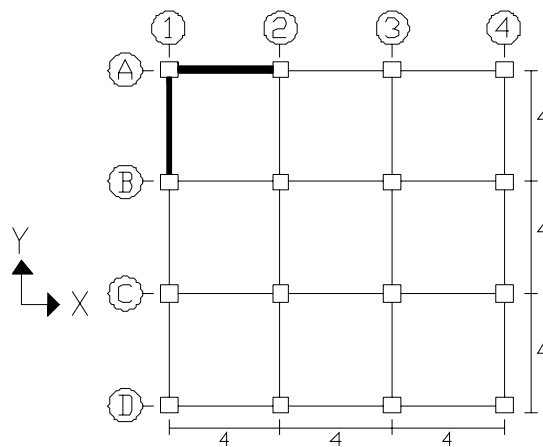


Fig. 4.2.10 Vista en planta de los modelos analizados

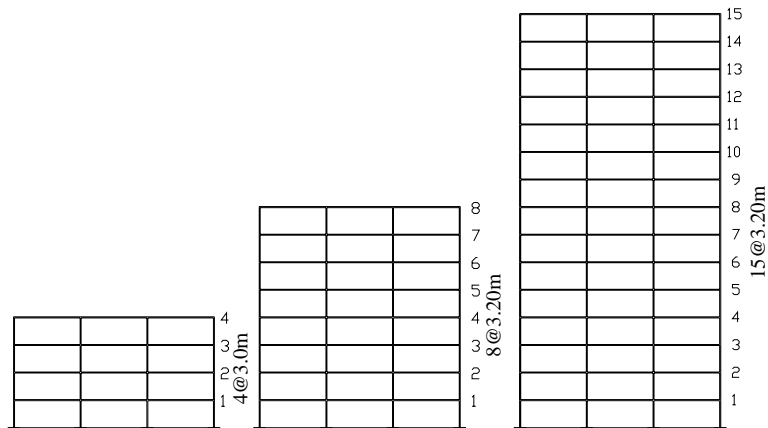


Fig. 4.2.11 Vista en elevación de los edificios estudiados

#### 4.2.2.1 MODELO DE 4 NIVELES

Aunque se consideraron varias distribuciones laterales de carga, dada la gran cantidad de información, para estos modelos, se presentan solo 8 casos; sin embargo, cabe aclarar que la posición del CT no presentó una variación importante. Las distribuciones de carga consideradas y la variación del CT para el modelo de 4 niveles se muestran en las figs. 4.2.12 a 4.2.19.

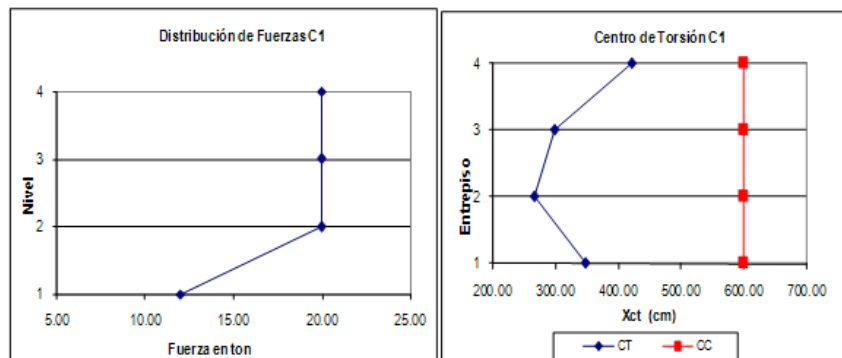


Fig. 4.2.12 Distribución de Fuerzas C1 y posición del CT, Modelo de 4 Niveles

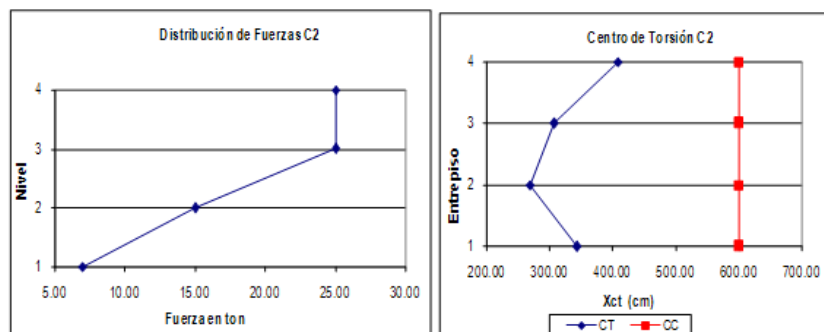


Fig. 4.2.13 Distribución de Fuerzas C2 y posición del CT, Modelo de 4 Niveles



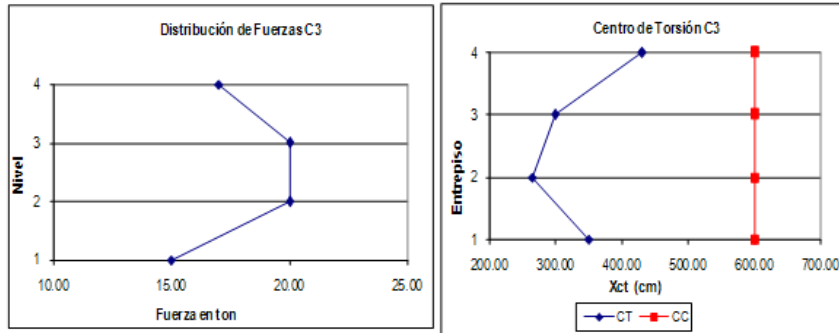


Fig. 4.2.14 Distribución de Fuerzas C3 y posición del CT, Modelo de 4 Niveles

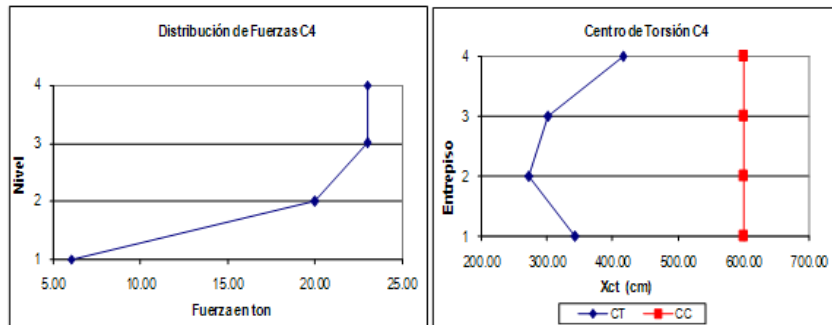


Fig. 4.2.15 Distribución de Fuerzas C4 y posición del CT, Modelo de 4 Niveles

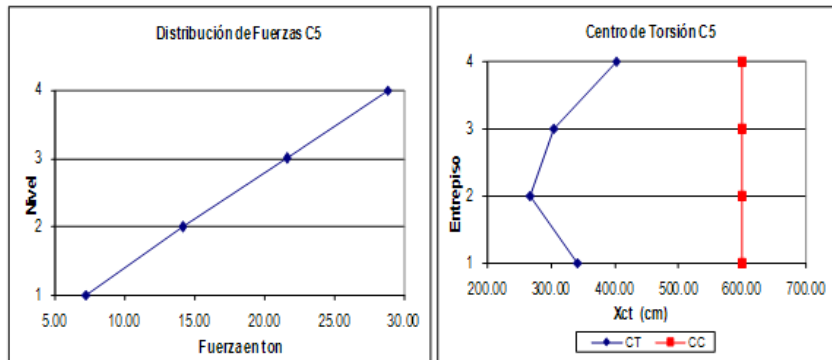


Fig. 4.2.16 Distribución de Fuerzas C5 y posición del CT, Modelo de 4 Niveles

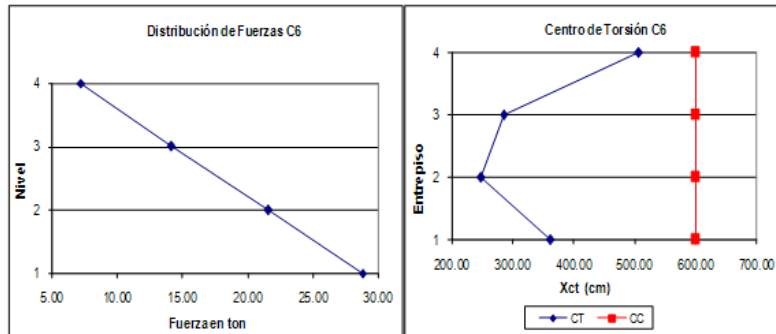


Fig. 4.2.17 Distribución de Fuerzas C6 y posición del CT, Modelo de 4 Niveles

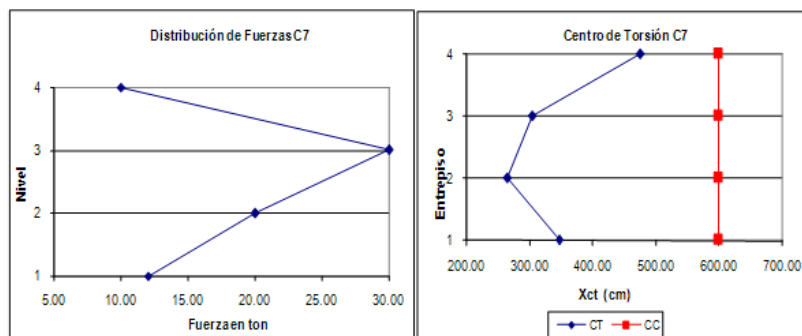


Fig. 4.2.18 Distribución de Fuerzas C7 y posición del CT, Modelo de 4 Niveles

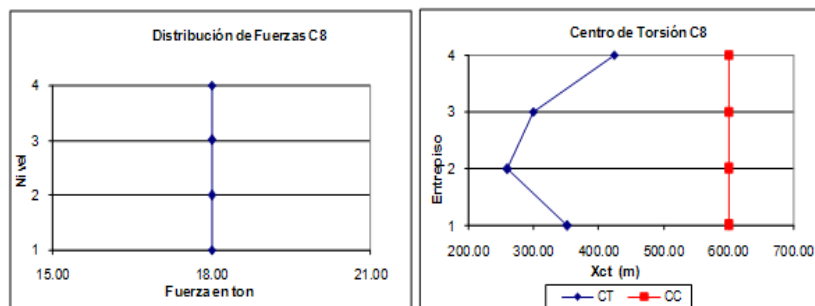


Fig. 4.2.19 Distribución de Fuerzas C8 y posición del CT, Modelo de 4 Niveles

A diferencia de los modelos basados en rigideces de entrepisos, de los resultados anteriores, la excentricidad estructural no es constante y tiende a disminuir con la altura.

Otro aspecto que se observa, es que, la distribución de carga aplicada influye muy poco en la variación espacial del CT, a excepción de la distribución triangular invertida en la cual se presenta una fuerte variación para el último entrepiso, sin embargo esta distribución es irreal. Lo anterior parece indicar que la ubicación del CT, en el entrepiso, se ve influenciado más por la configuración de rigideces que por la distribución lateral de cargas.

4.2.2.2 MODELO DE 8 NIVELES

Para este modelo se decidió utilizar seis distribuciones diferentes de carga lateral, cuyos resultados se presentan en las figs. 4.2.20 a 4.2.25; en estas se observa que, independientemente de la distribución de fuerzas considerada, la ubicación del CT es muy similar en los entresijos inferiores y por otro lado la excentricidad se ve disminuida fuertemente, a tal grado que se invierte en el último entresijo.

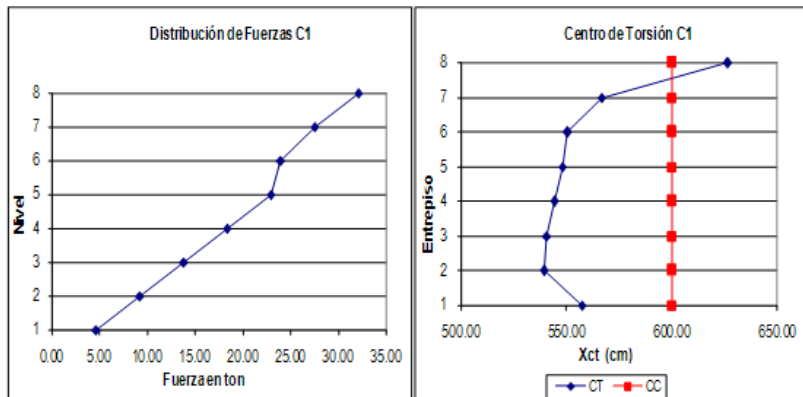


Fig. 4.2.20 Distribución de Fuerzas C1 y posición del CT, Modelo de 8 Niveles

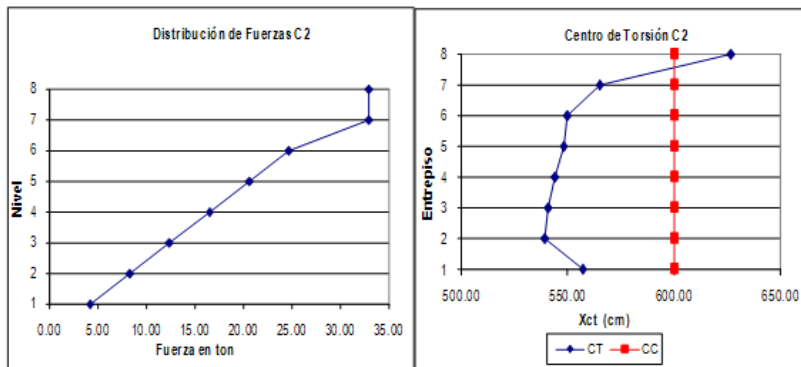


Fig. 4.2.21 Distribución de Fuerzas C2 y posición del CT, Modelo de 8 Niveles

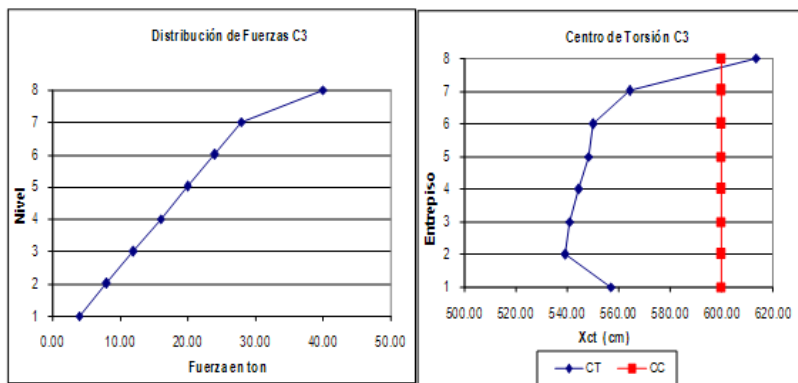


Fig. 4.2.22 Distribución de Fuerzas C3 y posición del CT, Modelo de 8 Niveles

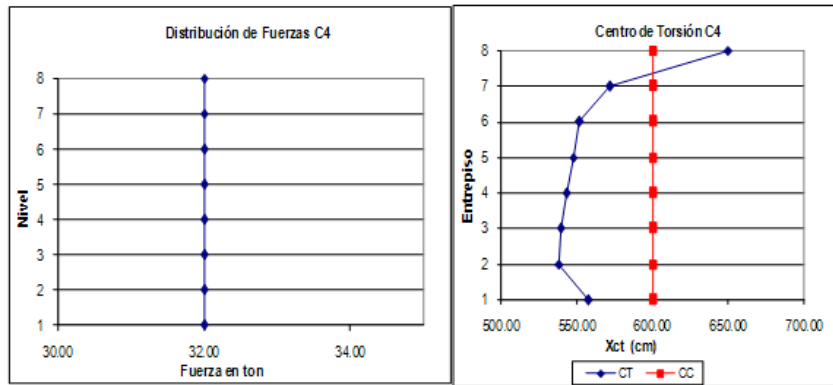


Fig. 4.2.23 Distribución de Fuerzas C4 y posición del CT, Modelo de 8 Niveles

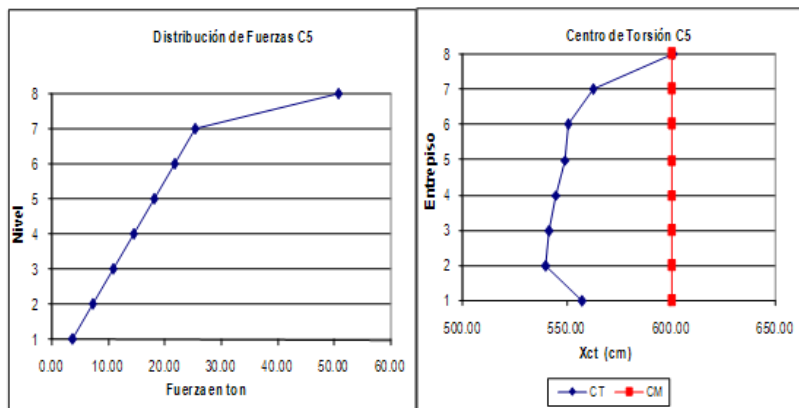


Fig. 4.2.24 Distribución de Fuerzas C5 y posición del CT, Modelo de 8 Niveles

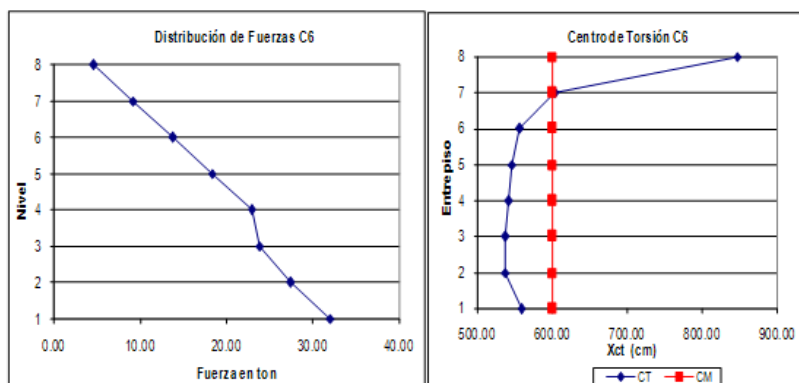


Fig. 4.2.25 Distribución de Fuerzas C6 y posición del CT, Modelo de 8 Niveles

Se puede observar también que el cambio en la excentricidad puede ser menos crítico si se aplica una fuerza de mayor magnitud en el último entrepiso, lo cual implicaría que el peso de la azotea fuera superior al de los niveles inferiores.

4.2.2.3 MODELO DE 15 NIVELES

Para el edificio de 15 niveles, es más notorio el cambio de sentido que experimenta la excentricidad, abarcando no solo el último entrepiso. Al igual que en el modelo de 8 niveles, el considerar una fuerza lateral sensiblemente mayor en los niveles superiores, redujo la magnitud de la excentricidad en estos. En las figs. 4.2.26 a 4.2.28 se muestran tres de las distribuciones utilizadas.

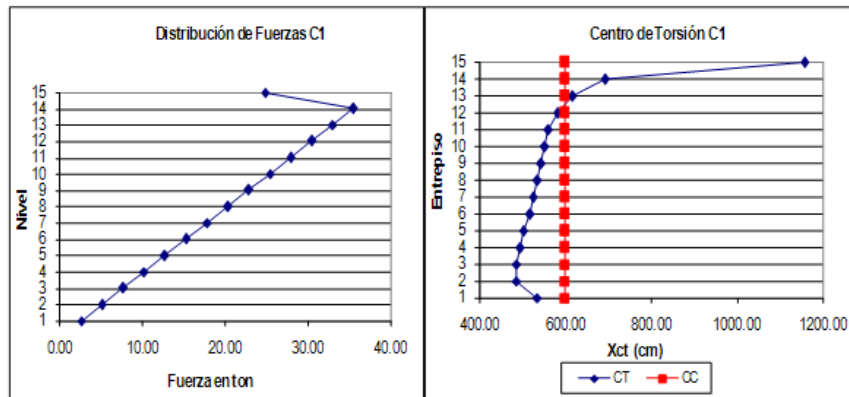


Fig. 4.2.26 Distribución de Fuerzas C1 y posición del CT, Modelo de 15 Niveles

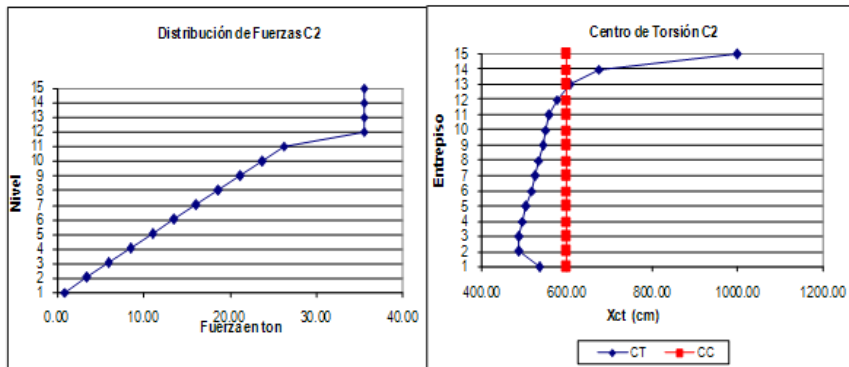


Fig. 4.2.27 Distribución de Fuerzas C2 y posición del CT, Modelo de 15 Niveles

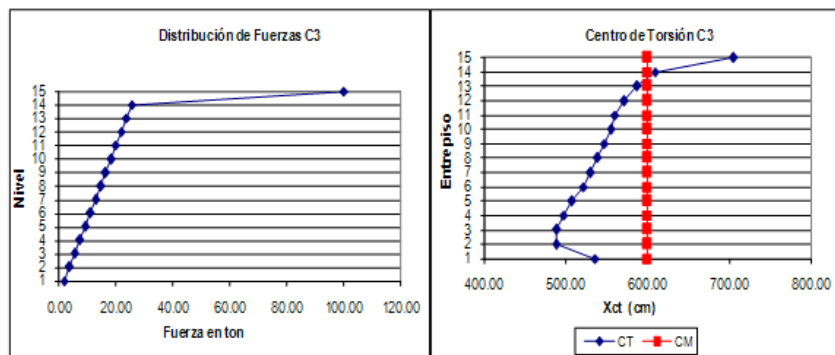


Fig. 4.2.28 Distribución de Fuerzas C3 y posición del CT, Modelo de 15 Niveles

En general, para los edificios de 4, 8 y 15 niveles estudiados, se observa que la excentricidad no es constante y disminuye con la altura. Además, la variación del CT se ve poco afectada por la distribución de fuerzas laterales aplicadas. Lo anterior no implica que el CT este definido solamente por la configuración de rigideces en planta ya que esto conduciría a ubicaciones del CT constantes para una misma estructuración, lo cual se demuestra es incorrecto.

Los resultados del modelo de 8 niveles, además, se calibraron con el programa SAP2000, realizando análisis estáticos independientes y restringiendo la rotación sobre un eje vertical. De esta forma fue posible obtener las posiciones del CT, a partir de la distribución de cortantes en planos resistentes, para cada entrepiso del edificio y para diferentes distribuciones de carga lateral. En las figs. 4.2.29 a 4.2.31, se muestran tres de las distribuciones de fuerzas laterales utilizadas y la variación del CT.

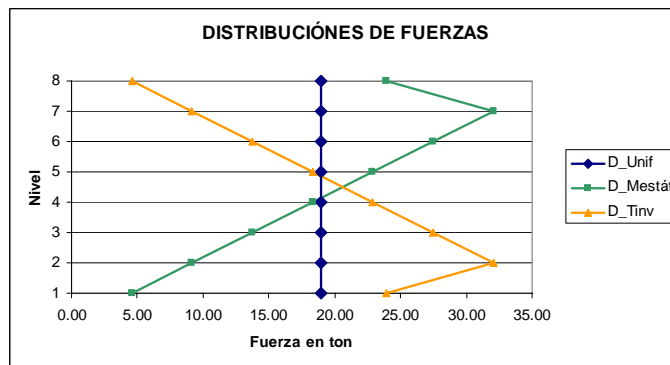


Fig. 4.2.29 Distribución de fuerzas laterales utilizadas

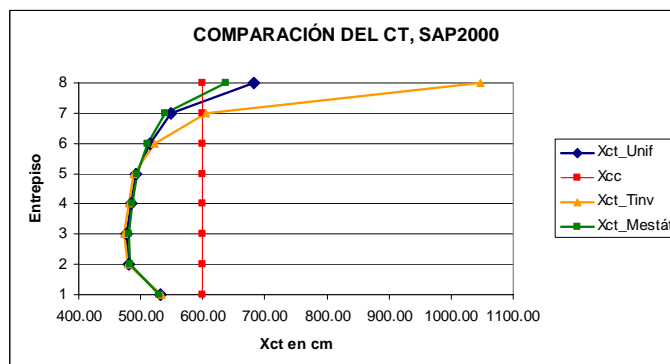


Fig. 4.2.30 CT para las diferentes distribuciones de fuerzas, obtenidos con SAP2000

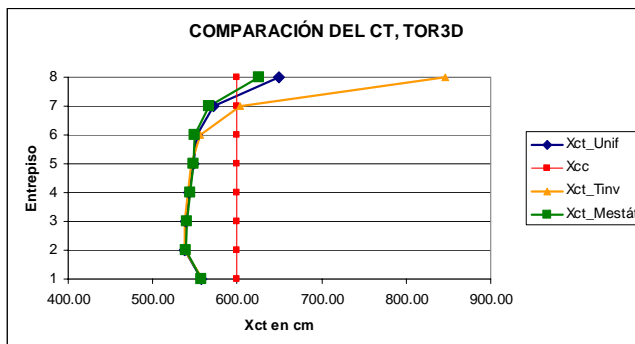


Fig. 4.2.31 CT para las diferentes distribuciones de fuerzas, obtenidos mediante el TOR3D

Aunque con ambos procedimientos, para la distribución uniforme y la correspondiente al método estático, se presentan diferencias máximas en la posición del CT del orden del 12%, principalmente para entresijos intermedios; para la distribución triangular invertida se alcanzan diferencias en el último nivel del orden del 20%. Sin embargo la forma en que varía la posición del CT con la altura para ambos procedimientos puede considerarse la misma, con lo que se reafirma que la posición del centro de torsión no se ve influenciado fuertemente por la forma de distribución de fuerzas laterales.

#### 4.2.3 EFECTO DE LA CARGA VIVA EN LA DETERMINACIÓN DEL CENTRO DE TORSIÓN

La variación de la carga lateral en cada uno de los niveles de un edificio, de acuerdo al método estático, es función directa del peso de los niveles, el cual está constituido por la carga muerta más la carga viva. Si se asume que para una estructura dada, la carga muerta permanece constante, entonces la variación del vector de cargas depende solo de las cargas vivas reglamentarias.

De acuerdo al RCDF, la carga viva varía en función del destino de piso o cubierta. En lo que concierne a estructuras tipo edificio, podemos encontrar estructuras destinadas a uso habitacional, como casas habitación, departamentos, viviendas, dormitorios, cuartos de hotel, internados de escuela, entre otras; Oficinas, despachos y laboratorios; lugares de reunión como estadios, bibliotecas, cines, teatros, etc.

En este apartado se consideran los valores extremos de cargas vivas para observar cómo afecta su participación en la forma que presenta la variación espacial del CT.

De los valores de carga viva que se especifican en las Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones (NTCCADEE), se establecieron dos envolventes, una de cargas mínimas y una de cargas máximas en función del destino de piso. De esta forma, se designó al de menor valor, carga viva mínima ( $CV_{\min}$ ), la cual corresponde a la carga viva instantánea para uso habitacional con un valor de  $90 \text{ kg/m}^2$ , y de manera similar, carga viva máxima ( $CV_{\max}$ ), a la carga viva de mayor magnitud correspondiente a lugares de reunión con un valor de  $250 \text{ kg/m}^2$ .

La carga viva instantánea para azotea, es independiente del destino del edificio y las NTCDS especifican un valor de  $70 \text{ kg/m}^2$  para azoteas con pendiente menor de 5% y un valor de  $20 \text{ kg/m}^2$  para pendientes mayores de 5%.

Para el análisis se tomó de referencia al modelo de ocho niveles estudiado en la sección anterior, considerando una pendiente de azotea menor del 5%. A partir de las envolventes de carga viva, se establecieron dos vectores de cargas laterales, los cuales se denotan como  $F_{\text{mín}}$  y  $F_{\text{máx}}$ , que se muestran en la fig. 4.2.32.

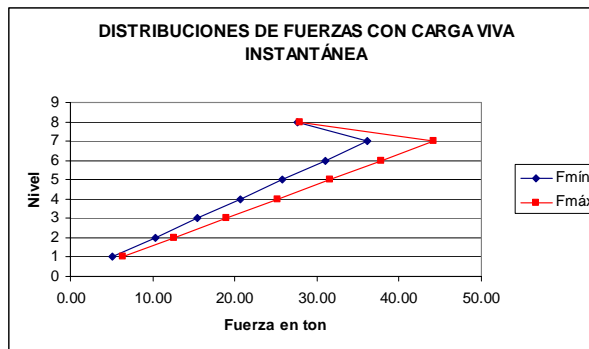


Fig. 4.2.32 Envolvente de fuerzas laterales, considerando el efecto de carga viva

De la fig. 4.2.32 puede observarse que existe una variación en las magnitudes de carga laterales debido a la carga viva instantánea, excepto para el último nivel, en el que se considera la misma magnitud de carga viva.

Para cada uno de los vectores de carga laterales obtenidos, del análisis en la dirección "Y", se determinó la coordenada en "X" para el CT para cada entrespacio con ayuda del programa TOR3D. Se compararon las excentricidades estáticas y se normalizaron con respecto al ancho en planta perpendicular a la dirección de análisis. La tabla 4.2.5 y las figs. 4.2.33 y 4.2.34 muestran los resultados.

Tabla 4.2.5 Centros de torsión y excentricidades estáticas

NIVEL	CENTRO DE TORSIÓN $X_{CT}$		CC (cm)	EXCENT. ESTÁTICA		EXCENT. NORMALIZADA		%VAR
	CT_ $F_{\text{mín}}$ (cm)	CT_ $F_{\text{máx}}$ (cm)		$e_{\text{mín}}$ (cm)	$e_{\text{máx}}$ (cm)	$e_{\text{mín}}/B$ (%)	$e_{\text{máx}}/B$ (%)	
1	557.10	557.08	600.00	42.90	42.92	3.58	3.58	0.00
2	539.07	539.00	600.00	60.93	61.00	5.08	5.08	0.01
3	540.38	540.26	600.00	59.62	59.74	4.97	4.98	0.01
4	543.74	543.59	600.00	56.26	56.41	4.69	4.70	0.01
5	547.51	547.29	600.00	52.49	52.71	4.37	4.39	0.02
6	549.90	549.83	600.00	50.10	50.17	4.17	4.18	0.01
7	567.94	569.03	600.00	32.06	30.97	2.67	2.58	0.09
8	651.54	668.40	600.00	-51.54	-68.40	4.29	5.70	1.41



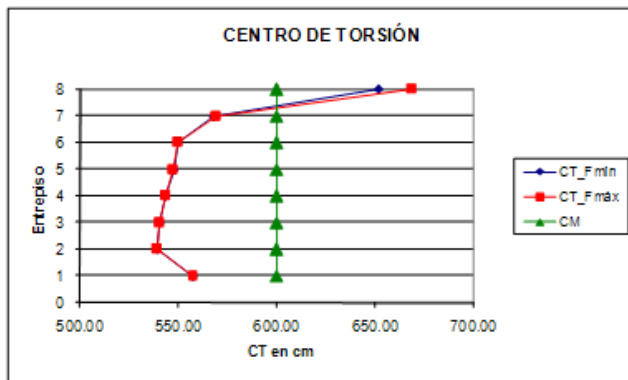


Fig. 4.2.33 Posición del CT para la envolvente de cargas mínimas y máximas

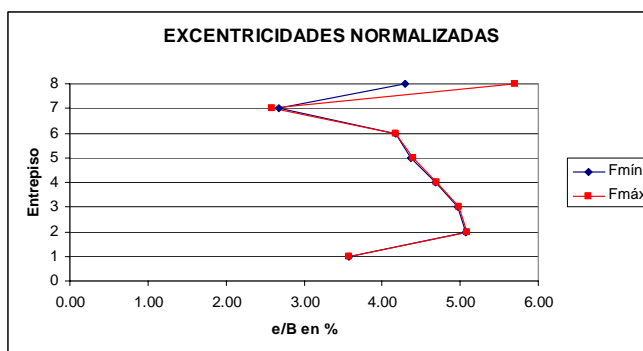


Fig. 4.2.34 Excentricidades normalizadas con respecto al ancho en planta

De los resultados puede observarse que el efecto de la carga viva en el cálculo de la ubicación del CT, no influye de manera drástica y que la máxima variación se presenta en el último entrepiso, lo cual se observa en la curva de excentricidades normalizadas, fig. 4.2.34.

Con base en los resultados obtenidos puede concluirse que, para un edificio en particular, la variación en la distribución de fuerzas laterales aplicado debido a la carga viva reglamentaria utilizada, tiene poco efecto en el cálculo de la ubicación del CT de entrepiso, independientemente de que en el planteamiento matricial considerado para la obtención de sus coordenadas esté involucrado un vector de fuerzas laterales.

Otro aspecto importante, es que al aumentar la carga en el último nivel, se observa un mejor comportamiento en los modelos de edificios estudiados, lo cual es consistente con estudios realizados en el intervalo inelástico, en los cuales el considerar una fuerza mayor en el último nivel, disminuye las demandas de ductilidad en los últimos entrepisos, tal como se comenta en los trabajos de Chandler y Duan (1993) y De La Colina (2003). Con base en lo anterior, es importante considerar la posibilidad de que en el actual reglamento se incorpore una fuerza concentrada adicional en el último nivel, como se ha incluido en códigos como el UBC 1997, COVENIN 2001, entre otros.

### 4.3 EFECTO DEL GRADO DE ASIMETRÍA EN LA DISTRIBUCIÓN DE MOMENTOS TORSIONANTES

Es claro que el momento torsionante depende de la excentricidad estructural en cada uno de los diferentes entrepisos. Por otro lado, se ha demostrado que en edificios asimétricos de mediana y gran altura, para una configuración de rigideces dada, la excentricidad disminuye con la altura e incluso puede invertir el sentido de la rotación en los últimos niveles y por ende modificar la distribución de cortantes en sus elementos. Con la finalidad de estudiar este efecto, se analizaron los modelos de 8 y 15 niveles estudiados en la sección anterior, debido a que estos presentan dicho comportamiento. Ambos modelos de edificios se analizaron aplicando la normativa por torsión del RCDF (2004).

Convencionalmente, la excentricidad estructural se mide del CT al CC, por lo que de acuerdo al planteamiento usado y a las curvas que se presentan, el signo en la excentricidad, ya sea la estática o las de diseño, define la posición del CT con respecto al CC. De esta forma, un valor positivo en la excentricidad indica que el CC se ubica a la derecha del CT, y un valor negativo, implica que está localizado a su izquierda.

Las excentricidades estáticas y de diseño, para el modelo de 8 niveles, se muestran en la fig. 4.3.1

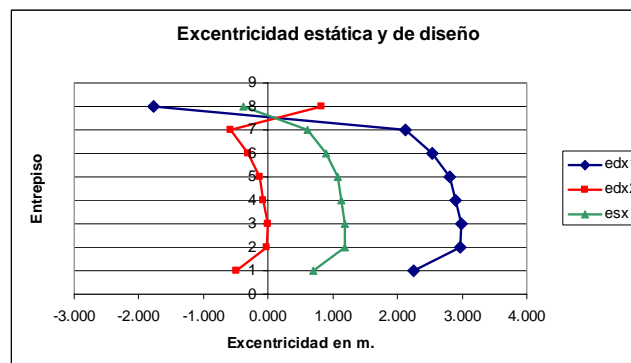


Fig. 4.3.1 Excentricidades estáticas y de diseño para el edificio de 8 niveles analizado

A partir de las excentricidades obtenidas, se calculó el momento torsionante tanto en los entrepisos como en los niveles, ambos referidos al CT. Los resultados se muestran en las figs. 4.3.2 y 4.3.3

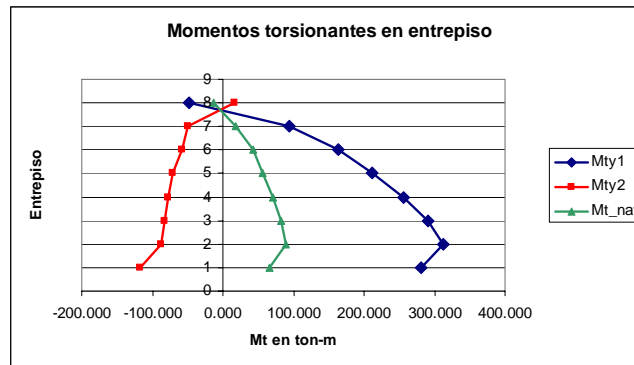


Fig. 4.3.2 Momentos torsionantes de diseño y los debidos a la torsión natural, en los entrepisos, modelo de 8 niveles

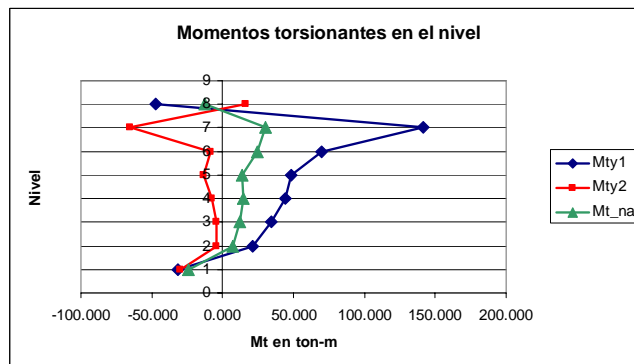


Fig. 4.3.3 Momentos torsionantes de diseño y los debidos a la torsión natural en los niveles, modelo de 8 niveles

La obtención de los momentos efectivos en los niveles en los que la excentricidad de sus entrepisos superior e inferior genera momentos del mismo sentido, se realiza mediante una diferencia de los mismos.

De la curva de momentos torsionantes en el nivel, fig. 4.3.3, se observa que en el nivel 7, se presenta un incremento importante de  $M_{ty1}$  debido al cambio en la posición del CT para el último entrepiso. Para este caso, los momentos efectivos en el nivel, corresponden a la suma de los momentos en los entrepisos 7 y 8, y no a la diferencia de ambos como sucede en entrepisos inferiores. El mismo comportamiento ocurre para  $M_{ty2}$  al cual se le resta la excentricidad accidental.

La distribución de momentos torsionantes efectivos, para el modelo de 15 niveles muestra un comportamiento similar en los entrepisos en los cuales se invierte el sentido de la rotación. Las figs. 4.3.4 a 4.3.6 muestran las excentricidades de entrepiso y los momentos torsionantes efectivos en sus niveles.

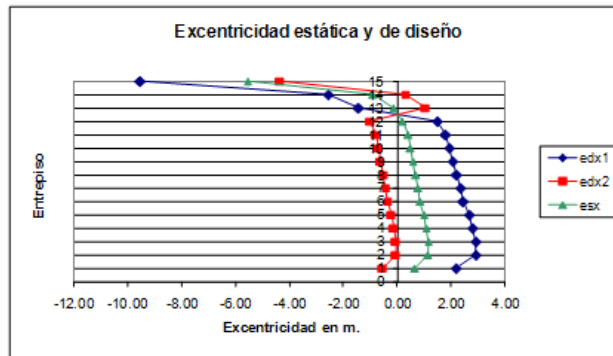


Fig. 4.3.4 Excentricidades estáticas y de diseño para el edificio de 15 niveles analizado

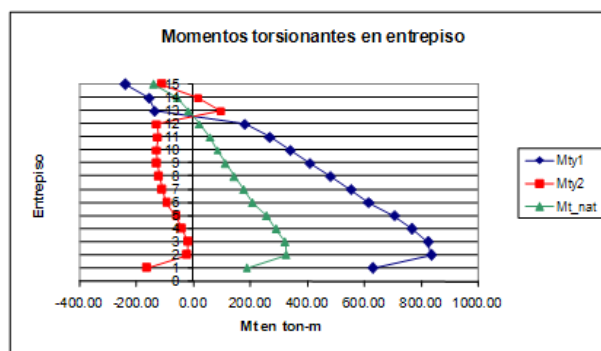


Fig. 4.3.5 Momentos torsionantes de diseño y los debidos a la torsión natural, en los entrepisos, modelo de 15 niveles

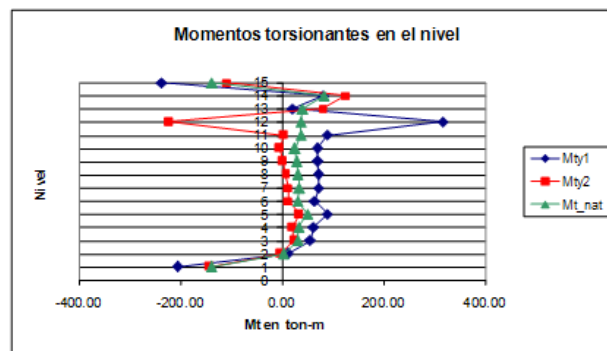


Fig. 4.3.6 Momentos torsionantes de diseño y los debidos a la torsión natural en los niveles, modelo de 15 niveles

En la fig. 4.3.6 se observa un incremento importante del momento torsionante en el nivel 12 debido a que en los entrepisos adyacentes, se produce un cambio de sentido en el momento torsor, como puede verse en la fig. 4.3.5.

En términos generales, el cambio de sentido que experimenta el momento torsionante se considera una condición crítica, situación que se observa en las gráficas anteriores.

Chipol y García, 2001, observaron que el mantener los últimos entrepisos simétricos reduce la asimetría en los últimos entrepisos. Por lo cual se decidió analizar el comportamiento de variantes de ambos modelos y compararlos con el modelo original. Para el modelo de 8 niveles, se mantuvieron simétricos los tres últimos entrepisos (sin muros de concreto). Para el edificio de 15 niveles se decidió mantener los últimos cinco entrepisos simétricos. La variación del CT en cada uno de los modelos se muestra en las figs. 4.3.7 y 4.3.8.

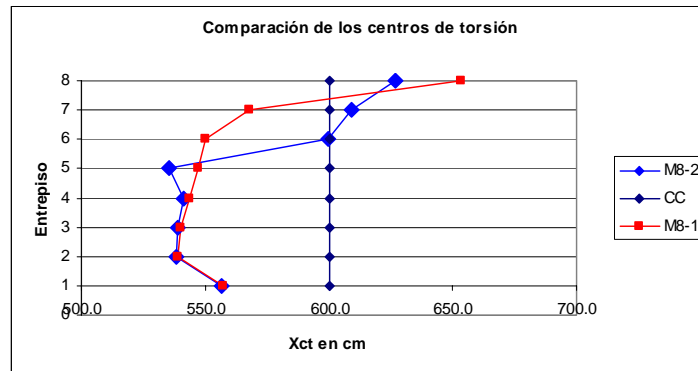


Fig. 4.3.7 Variación del CT (M8-1 corresponde al modelo original y M8-2 al modelo con la variante mencionada anteriormente).

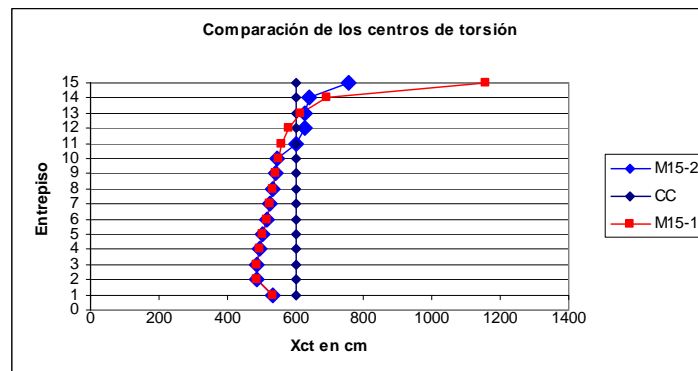


Fig. 4.3.8 Variación del CT (M15-1 corresponde al modelo original y M15-2 al modelo propuesto, con la variante mencionada anteriormente).

Se observa en las figs. 4.3.7 y 4.3.8, que efectivamente, el mantener simétrico los últimos entrepisos, hace que el CT se desplace hacia el CC, hecho que se hace más notable en el edificio de 15 niveles en el cual se mantuvieron simétricos los 5 últimos entrepisos. Sin embargo, sigue presentándose una inversión en la rotación del entrepiso, por lo que podría pensarse que el problema no queda completamente resuelto.

Para los mismos modelos, se obtuvieron los momentos torsionantes en sus niveles comparando sus respuestas. Para lo anterior, se definió como modelo M1 al modelo original y M2 al modelo propuesto. Los momentos  $M_{t\_nat}$ ,  $M_{ty1}$  y  $M_{ty2}$  hacen referencia a los momentos torsionantes debido a la excentricidad estructural  $e_s$ , a la

excentricidad de diseño  $e_{d1}$  y a la excentricidad de diseño  $e_{d2}$ , respectivamente. Los resultados para los modelos de 8 niveles, se muestran en las figs. 4.3.9 a 4.3.11.

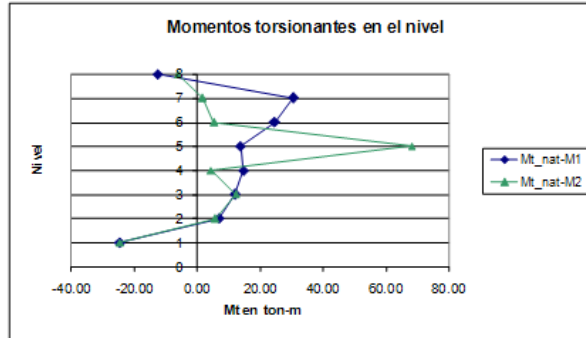


Fig. 4.3.9 Distribución de momentos torsionantes debidos exclusivamente a la excentricidad estructural, para el modelo original y el modelo propuesto

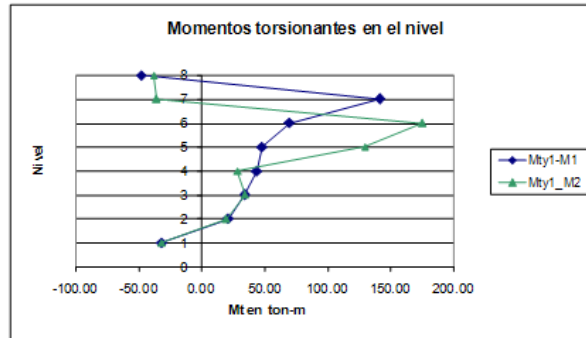


Fig. 4.3.10 Distribución de momentos torsionantes de diseño en el nivel, para la zona flexible, en el modelo original y en el modelo propuesto

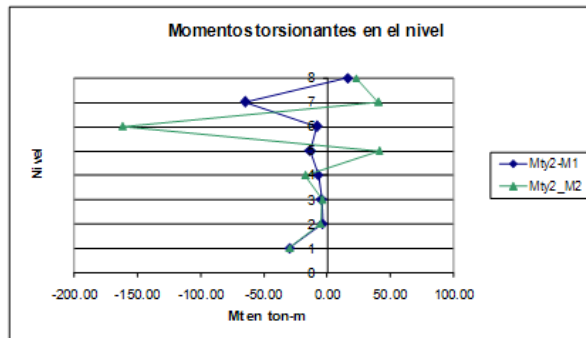


Fig. 4.3.11 Distribución de momentos torsionantes de diseño en el nivel, para la zona rígida, en el modelo original y el modelo propuesto

Para el edificio de 8 niveles, en la figura 4.3.9, se observa que el momento torsionante natural M2 sufre una disminución con respecto al modelo M1, para los últimos dos entrepisos, sin embargo para el entrepiso 5, dada su poca excentricidad, se genera un momento muy pequeño en el entrepiso lo que resulta en un valor muy alto del momento efectivo en el nivel.

Al aplicar la normativa por torsión de las NTCDS-2004, se presentó una tendencia similar en el nivel en el cual se genera la transición del cambio de sentido en la excentricidad, sin embargo la reducción de momentos en los últimos niveles ya no resultó tan clara. Los resultados para el edificio de 15 niveles se muestran en la figs. 4.3.12, 4.3.13 y 4.3.14.

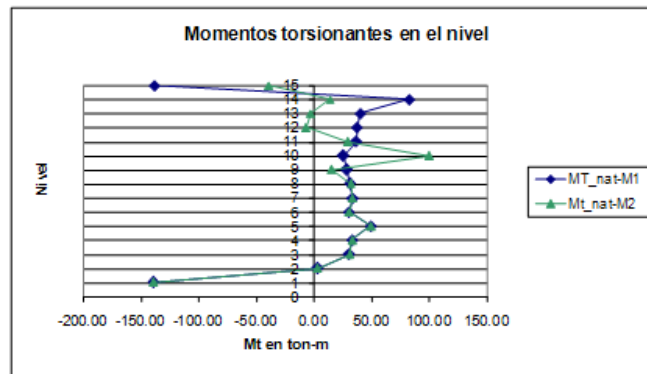


Fig. 4.3.12 Distribución de momentos torsionantes debidos exclusivamente a la excentricidad estructural, para el modelo original y el modelo propuesto

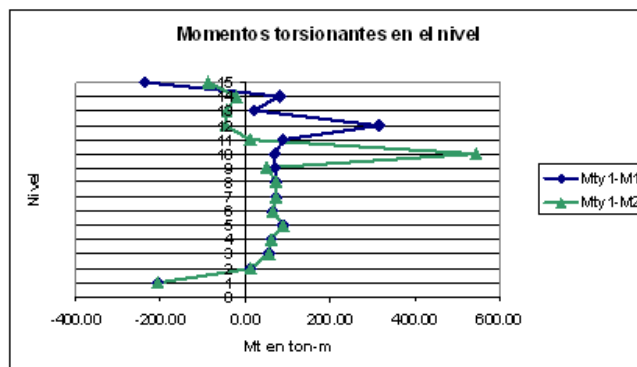


Fig. 4.3.13 Distribución de momentos torsionantes de diseño en el nivel, para la zona flexible, en el modelo original y el modelo propuesto

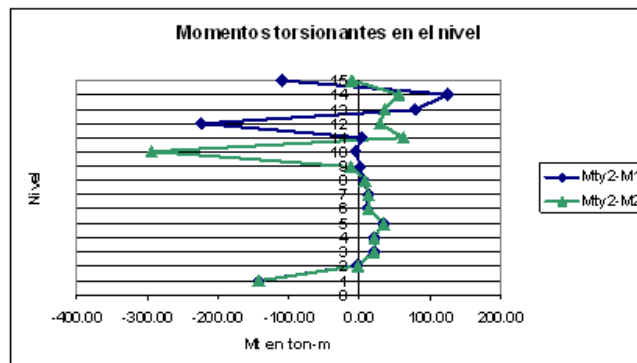


Fig. 4.3.14 Distribución de momentos torsionantes de diseño en el nivel, para la zona rígida, en el modelo original y el modelo propuesto

De los gráficos de las figs. 4.3.12 a 4.3.14, se observa que para el modelo propuesto, M2, se presenta una reducción importante del momento torsionante en los últimos cinco niveles respecto al modelo M1, sin embargo para el nivel 10 a partir del cual se mantienen entresijos simétricos, se presenta un aumento en el momento debido al cambio de sentido en la rotación del entresijo.

Los resultados de los modelos de 8 y de 15 niveles indican que efectivamente, el mantener plantas simétricas en los últimos niveles, reduce el momento torsionante en los mismos; sin embargo, también se genera un incremento importante en el nivel a partir del cual se produce la transición de inversión en la excentricidad, incluso de mayor magnitud al que presenta el modelo original. Lo anterior debido a que al mantener los últimos entresijos simétricos (quitando los muros de concreto) se provoca una discontinuidad de los elementos resistentes, provocando un cambio brusco de rigidez, de tal forma que el mantener entresijos simétricos en los últimos niveles no parece ser la mejor solución.

En vista de que el no incluir los muros de concreto en los últimos niveles provoca un cambio brusco de rigidez, para el modelo de 8 niveles, se propuso una nueva modificación al cual se denominó modelo M3. Para esta modificación, se consideró disminuir la rigidez en forma menos drástica, por lo que se mantuvieron los muros de concreto en todos los niveles, además, se consideraron columnas de la misma sección (1.20 m x 1.20 m) para los entresijos del 1 al 6. Para los dos últimos entresijos, se consideró la estructuración mostrada en la fig. 4.3.15; en ella las columnas en negro corresponde a una sección de 1.0 m x 1.0 m y las columnas en blanco tiene dimensiones de 1.20 m x 1.20 m.

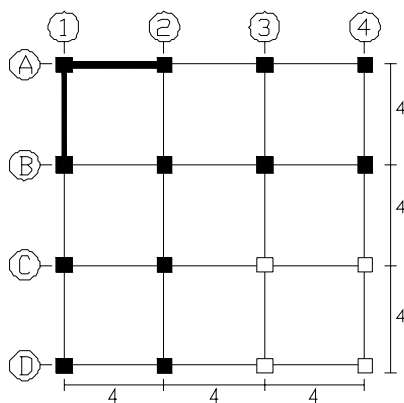


Fig. 4.3.15 Vista en planta de la variante M3, para el edificio de 8 niveles

Para estos modelos, se obtuvo el CT, usando como herramienta de análisis el programa SAP 2000. Los resultados se muestran en la fig. 4.3.16.



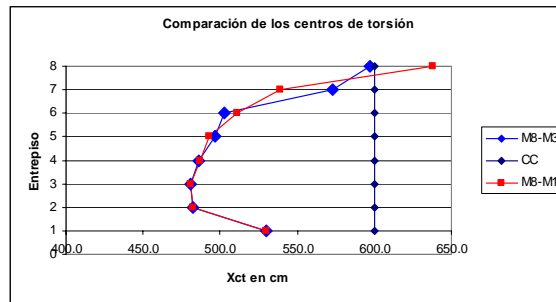


Fig. 4.3.16 Posición del CT para el modelo original M8-M1 y el propuesto M8-M3

En la fig. 4.3.16 se observa que para la propuesta planteada, modelo M3, se resuelve el problema de la excentricidad invertida, sin embargo del entrepiso 6 a 7 se produce un alejamiento en las posiciones del centro de torsión por lo que en el nivel se genera un momento torsionante de magnitud considerable, como se observa en la fig. 4.3.17.

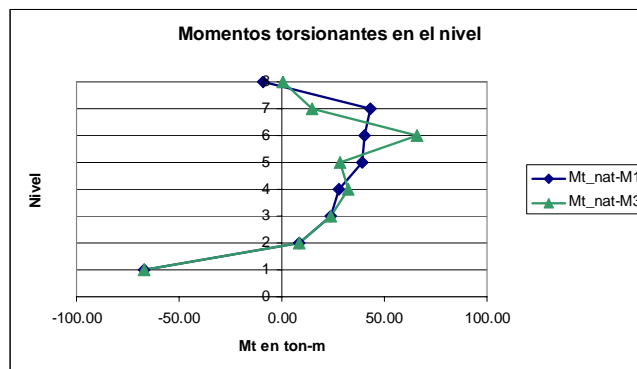


Fig. 4.3.17 Distribución de momentos torsionantes debidos exclusivamente a la excentricidad estructural, para el modelo original y el modelo propuesto

Al aplicar la normativa por torsión, en el modelo M3 se observa la misma tendencia en el cálculo de  $M_{ty1}$  y  $M_{ty2}$ , figs. 4.3.18 y 4.3.19.

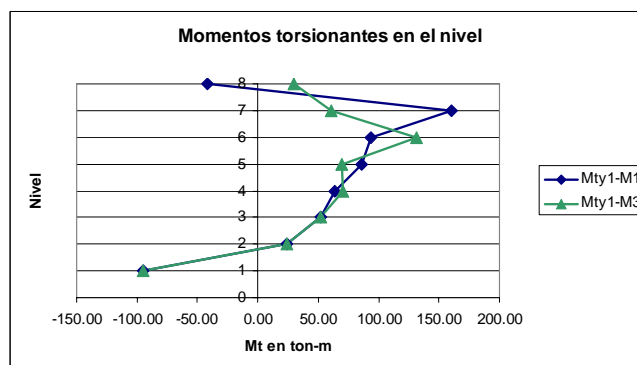


Fig. 4.3.18 Distribución de momentos torsionantes de diseño en el nivel, para la zona flexible, en el modelo original y el modelo propuesto

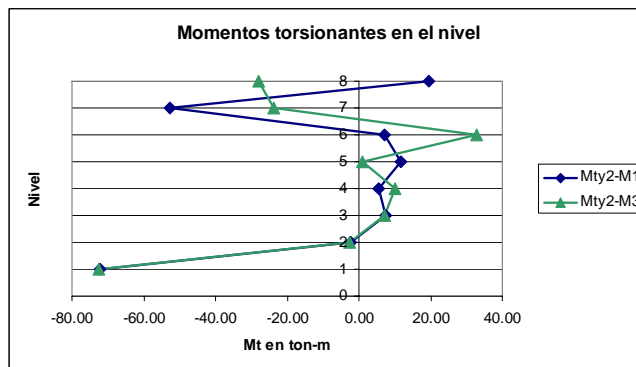


Fig. 4.3.19 Distribución de momentos torsionantes de diseño en el nivel, para la zona rígida, en el modelo original y el modelo propuesto

Con base en los resultados obtenidos para las modificaciones propuestas, puede observarse que el modelo M3 muestra un mejor comportamiento en relación a M2, ya que presenta una tendencia más uniforme. Por otro lado, observando el valor en la magnitud de los momentos torsionantes para M3 y M2, en los niveles en los cuales se produce un incremento importante en relación a los niveles adyacentes, es indudable que el modelo M3 presenta resultados menos desfavorables.

#### 4.4 EFECTO DEL GRADO DE ASIMETRÍA EN LA DISTRIBUCIÓN DE CORTANTE

##### 4.4.1 VARIACIÓN DE LA RESPUESTA EN EDIFICIOS ASIMÉTRICOS EN MASAS Y EN RIGIDECES PARA NIVELES DE ASIMETRÍA EQUIVALENTES

A pesar de que comúnmente se ha considerado la excentricidad estructural como una medida de asimetría en una estructura, a la fecha ningún reglamento contempla la naturaleza de la misma. Con el fin de abordar este aspecto, en este apartado, se estudió la variación en la distribución de cortante en cada plano resistente, en edificios de cuatro y quince niveles con diferentes niveles de asimetría tanto en masas como en rigideces.

En los modelos excéntricos en rigideces, la asimetría fue proporcionada mediante la colocación de muros. En estos modelos, la distribución de masas se conservó uniforme en todos los niveles, por lo que el CM se ubica en el centro geométrico de cada planta.

Para los edificios asimétricos en masas se consideró al CT ubicado en el centro geométrico, ya que se tomó una distribución uniforme en cuanto a rigideces. Para cada entrepiso se consideraron niveles de asimetría equivalentes a los obtenidos para los modelos asimétricos en rigideces.

Con la finalidad de tener un modelo de referencia para evaluar ambos tipos de asimetría, se propuso un modelo simétrico tanto para los edificios de 4 niveles como para los de 15.

Los modelos de edificios de 4 niveles que se tomaron como base fueron estudiados por (Chipol 2001) y los modelos de 15 niveles por (Ortega, 2001). Su configuración es a base de marcos de concreto reforzado, destinados para uso de oficinas, los cuales se suponen localizados dentro de la zona del lago, por lo que según el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal son clasificadas dentro del grupo B, y se localizan en la zona IIIc. La tabla 4.4.1 muestra los principales parámetros que se tomaron de base para el análisis.

Tabla 4.4.1 Principales parámetros de análisis y diseño

<b>Uso de reglamentos y normativas:</b> RCDF actual y NTC S 2004			
<b>Localización del edificio:</b> Zona del lago (zona IIIc).			
<b>Clasificación según su nivel de importancia:</b> Grupo B			
<b>Coefficiente sísmico y parámetros sísmicos.</b>			
<b>Coefficiente sísmico</b>			
	c =	0.40	FI =1
	c = c FI =	0.40	Q=Qx=Qy=2
<b>Parámetros sísmicos:</b>			
	a <sub>o</sub> =	0.10	g
	T <sub>a</sub> =	1.25	seg
	T <sub>b</sub> =	4.20	seg
	r =	2.00	
	g =	9.81	m/s <sup>2</sup>

El concreto considerado en el diseño de los edificios es de Clase I, con las siguientes propiedades:

$$\text{Módulo de Elasticidad } E_c = 221\,359 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Resistencia a la compresión } f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Peso Volumétrico } \gamma_c = 2\,400 \text{ kg/cm}^3$$

Las características geométricas en planta y elevación de los modelos de edificios de 4 niveles corresponden al modelo MIV analizado en capítulos anteriores.

Los edificios de 15 niveles tiene tres crujeías de 7.0 m. en sentido transversal (*dirección "Y"*) y cuatro en el longitudinal de 8 m. (*dirección "X"*), cuenta con trabes secundarias en el sentido longitudinal al centro de las crujeías de 7 m. La altura de entrepiso en todos los casos se tomó de 3.3 m. Las dimensiones de trabes, columnas y muros se muestran en la tabla 4.4.2.

Tabla 4.4.2 Dimensiones de elementos en los edificios de 15 niveles

Nivel	Columnas (cm)	Trabes principales (cm)	Trabes secundarias (cm)	Muros (cm)
1 al 5	120 X 120	100 X 40	60 X 25	20
6 al 10	110 X 110	100 X 40	60 X 25	16
11 al 15	100 X 100	100 X 40	60 X 25	16

Para mayor simplicidad en el manejo de los modelos, se decidió manejar la siguiente nomenclatura:

- $M_i - S$  Modelo de  $i$  niveles, simétrico
- $M_i - M$  Modelo de  $i$  niveles asimétrico en masas
- $M_i - R10$  Modelo de  $i$  niveles asimétrico en rigideces; 1 muro en cada dirección
- $M_i - R20$  Modelo de  $i$  niveles asimétrico en rigideces; 2 muros en cada dirección

Las figs. 4.4.1 a 4.4.6 muestran la planta y elevación tipo para cada uno de los modelos estudiados:

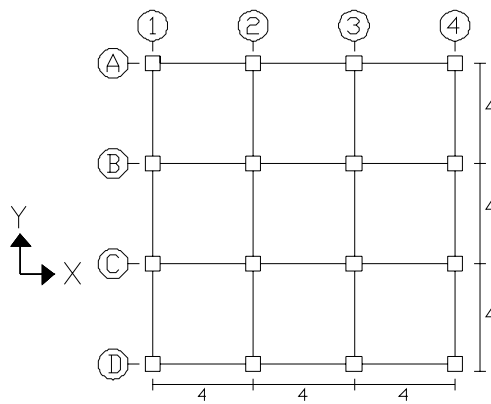


Fig. 4.4.1 Planta tipo para los modelos de 4 niveles, simétrico y asimétrico en masas

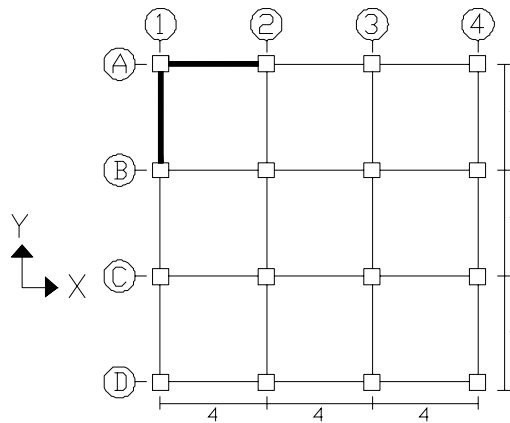


Fig. 4.4.2 Planta tipo para el modelo de 4 niveles asimétrico en rigideces, un muro en cada dirección

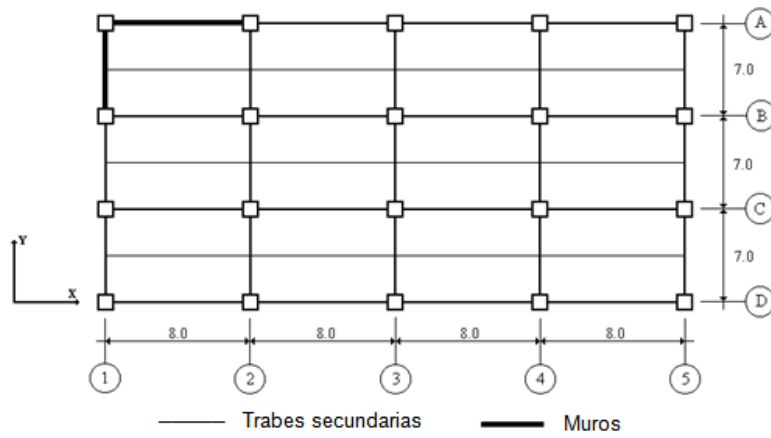


Fig. 4.4.3 Planta tipo para el modelo de 15 niveles, modelo excéntrico en rigideces, 1 muro en cada dirección.

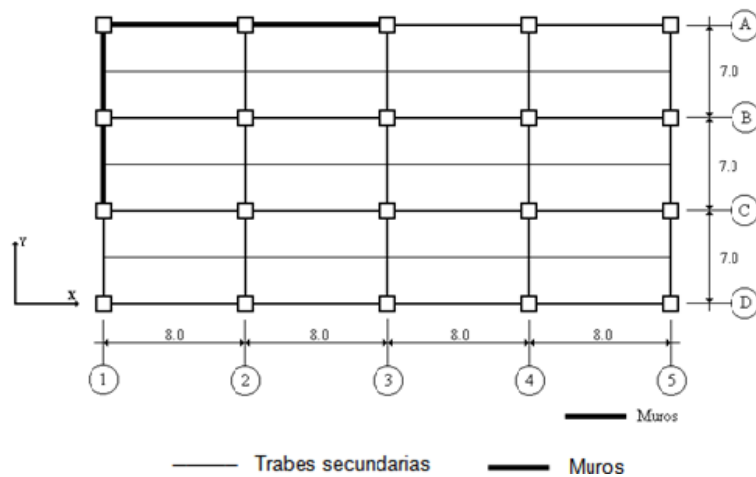


Fig. 4.4.4 Planta tipo para el modelo de 15 niveles, modelo excéntrico en rigideces, 2 muros en cada dirección.

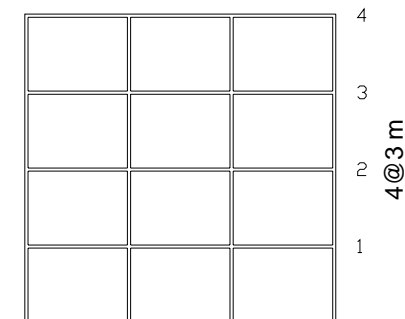


Fig. 4.4.5 Elevación para los edificios de 4 niveles

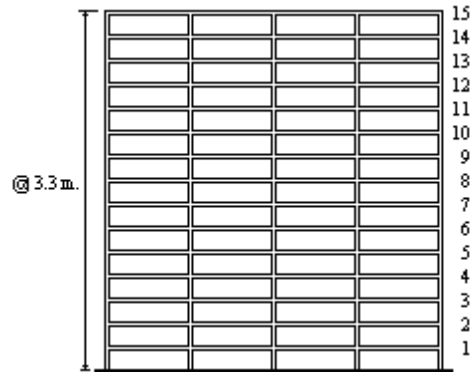


Fig. 4.4.6 Elevación para el edificio de 15 niveles

Para efectuar el análisis por torsión de los edificios asimétricos en rigideces fue necesario determinar las coordenadas del centro de torsión de cada entrepiso. Posteriormente, conocido el centro de cortante se determinó la excentricidad estructural y se aplicó la normatividad por torsión que especifica las NTCD-2004. Los centros de torsión se muestran en las figs. 4.4.7 a 4.4.10

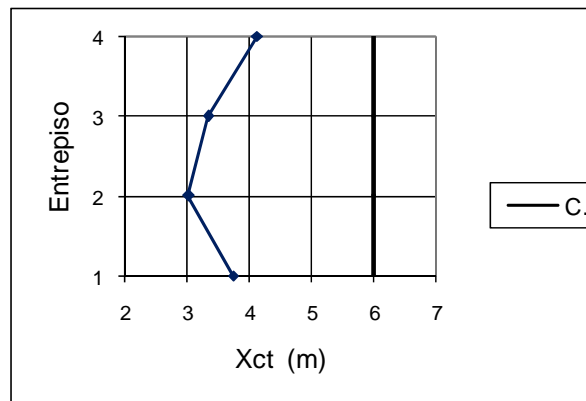
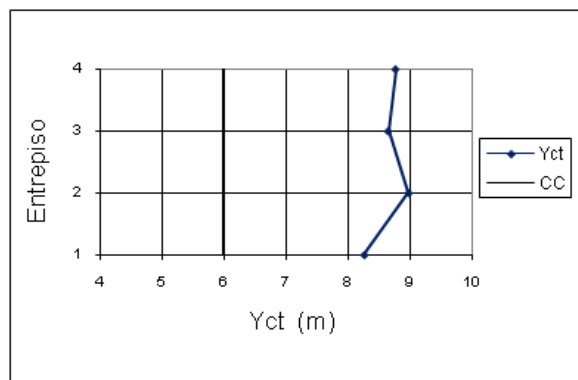
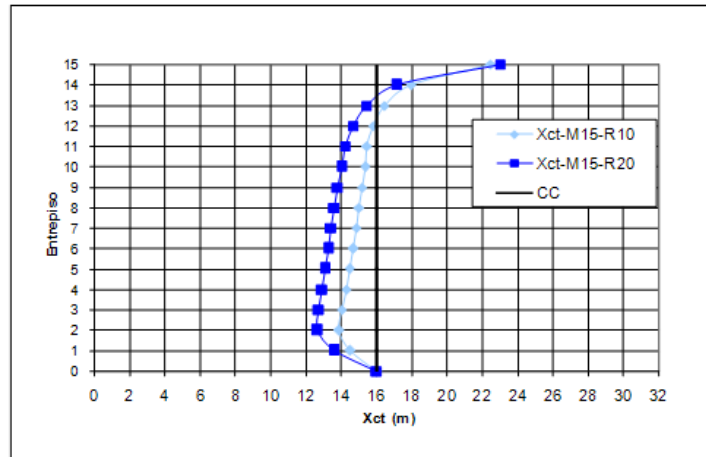


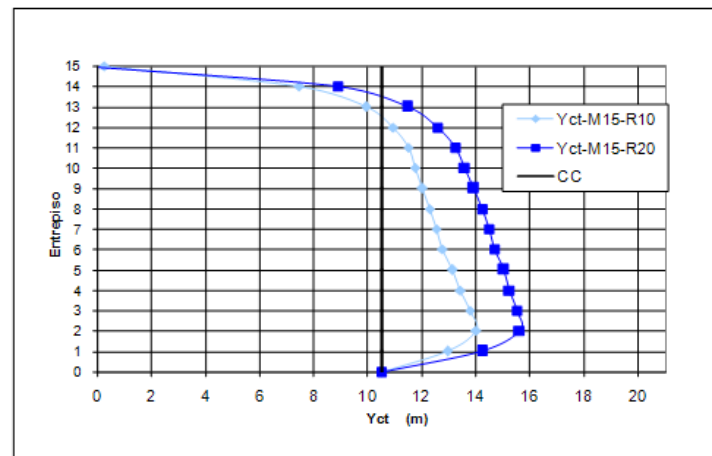
Fig. 4.4.7 Coordenada en X de CT, M4-R10



Figs. 4.4.8 Coordenada en Y del CT, M4-R10



Figs. 4.4.9 Coordenada en X del CT, M15-R10, M15-R20



Figs. 4.4.10 Coordenadas en Y del CT, M15-R10, M15-R20

Los modelos de edificios estudiados se analizaron elásticamente, con ayuda del programa SAP2000, empleando el método sísmico estático que se especifica en las NTCDS. En la modelación de los edificios estudiados se hicieron varias hipótesis y consideraciones, entre otras, a continuación se mencionan las más importantes.

Se consideró una cimentación lo suficientemente capaz de soportar a la estructura sin efectos de rotación de la base para poder así desprestigiar efectos de torsión accidental tales como incrementos de desplazamientos en la estructura. Por lo tanto se decidió que los apoyos de las columnas se modelarán como empotrados.

Los sistemas de piso se consideraron como diafragmas de piso rígidos en su plano, lo suficiente como para poder realizar el análisis teniendo en cuenta tres grados de libertad por piso que son dos traslaciones ortogonales en el plano horizontal y una rotación alrededor de un eje vertical.

En esta primera parte, se consideró el sismo actuando en una sola dirección sin tomar en cuenta los efectos accidentales, lo anterior con el fin de facilitar la observación de su comportamiento. Las cargas estáticas aplicadas en el centro de masas para cada uno de los modelos se presentan en las tablas 4.4.3 a 4.4.5.

Tabla 4.4.3 Fuerzas estáticas, M4-S, M4-R10, M4-M

Nivel	Wi (Ton)	hi (m)	Wi.hi	Fi=Fxi=Fyi (Ton)	Vi=Vxi=Vyi (Ton)
4	175.97	12.00	2111.62	57.91	57.91
3	213.70	9.00	1923.26	52.75	110.66
2	213.70	6.00	1282.18	35.17	145.83
1	213.70	3.00	641.09	17.58	163.41

Tabla 4.4.4 Fuerzas estáticas, M15-S10, M15-R10, M15-M

Nivel	Wi (Ton)	hi (m)	Wi.hi	Fi=Fxi=Fyi (Ton)	Vi=Vxi=Vyi (Ton)
15	731.04	49.5	36186.48	281.6082218	281.6082218
14	874.848	46.2	40417.9776	314.5383248	596.1465465
13	874.848	42.9	37530.9792	292.0713016	888.2178481
12	874.848	39.6	34643.9808	269.6042784	1157.822127
11	874.848	36.3	31756.9824	247.1372552	1404.959382
10	908.112	33	29967.696	233.2127795	1638.172161
9	908.112	29.7	26970.9264	209.8915015	1848.063663
8	908.112	26.4	23974.1568	186.5702236	2034.633886
7	908.112	23.1	20977.3872	163.2489456	2197.882832
6	908.112	19.8	17980.6176	139.9276677	2337.8105
5	949.296	16.5	15663.384	121.8946334	2459.705133
4	949.296	13.2	12530.7072	97.51570675	2557.22084
3	949.296	9.9	9398.0304	73.13678006	2630.35762
2	949.296	6.6	6265.3536	48.75785338	2679.115473
1	949.296	3.3	3132.6768	24.37892669	2703.4944

Tabla 4.4.5 Fuerzas estáticas, M15-S20, M15-R20, M15-M

Nivel	Wi (Ton)	hi (m)	Wi.hi	Fi=Fxi=Fyi (Ton)	Vi=Vxi=Vyi (Ton)
15	740.544	49.5	36656.928	285.5926192	285.5926192
14	893.856	46.2	41296.1472	321.7365852	607.3292044
13	893.856	42.9	38346.4224	298.7554006	906.084605
12	893.856	39.6	35396.6976	275.7742159	1181.858821
11	893.856	36.3	32446.9728	252.7930313	1434.651852
10	927.12	33	30594.96	238.3640757	1673.015928
9	927.12	29.7	27535.464	214.5276681	1887.543596
8	927.12	26.4	24475.968	190.6912605	2078.234856
7	927.12	23.1	21416.472	166.854853	2245.089709
6	927.12	19.8	18356.976	143.0184454	2388.108155
5	973.056	16.5	16055.424	125.0871484	2513.195303
4	973.056	13.2	12844.3392	100.0697187	2613.265022
3	973.056	9.9	9633.2544	75.05228903	2688.317311
2	973.056	6.6	6422.1696	50.03485935	2738.35217
1	973.056	3.3	3211.0848	25.01742968	2763.3696

La consideración de las excentricidades de diseño modifican la ubicación del centro de cortante respecto al centro de torsión y por lo tanto el valor del momento torsionante que se produce en el entrepiso.

Para mayor facilidad en el cálculo numérico del momento torsionante se trasladaron las fuerzas sísmicas aplicadas al centro de masa al origen del sistema de referencia de la estructura, con lo que se obtuvo un sistema de fuerzas estáticamente equivalentes que produce los mismos efectos.



4.4.1.1 EDIFICIOS DE 4 NIVELES

Para ver el efecto que tiene el grado de asimetría, ya sea por masas o rigideces, se analizaron en primera instancia cada uno de los edificios tomando en cuenta solo la excentricidad estructural, sin aplicar la normatividad por torsión, y posteriormente aplicando las NTCDS-2004, sin considerar torsión accidental. Se tomó de base la distribución de cortantes en planos resistentes como parámetro de comparación.

Para cada modelo asimétrico en masas, se le asignó el mismo nivel de asimetría en cada entrepiso, el correspondiente al modelo asimétrico en rigideces, con lo cual se obtuvieron nuevas posiciones del centro de cortante. Las gráficas de distribución de cortantes para cada plano resistente se muestran en las figs. 4.4.11 a 4.4.14.

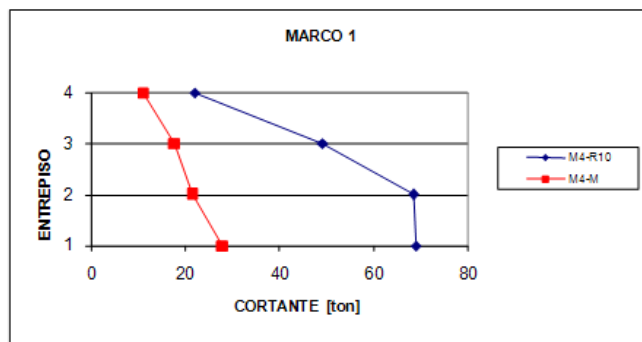


Fig. 4.4.11 Distribución de cortante en marco 1, M4-R10, M4-M

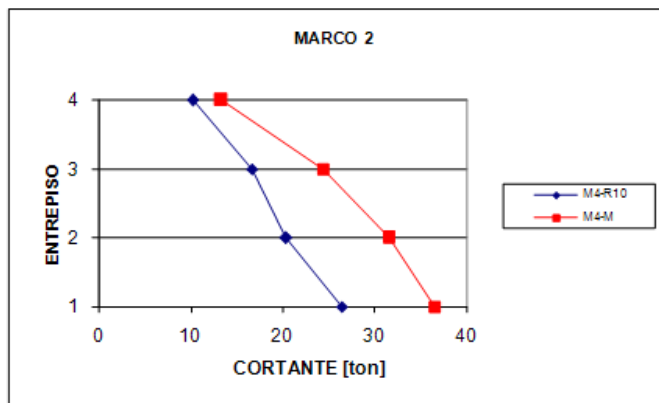


Fig. 4.4.12. Distribución de cortante en marco 2, M4-R10, M4-M

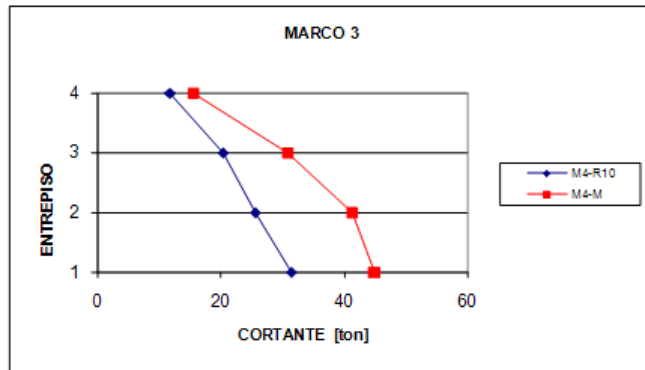


Fig. 4.4.13 Distribución de cortante en marco 3, M4-R10, M4-M

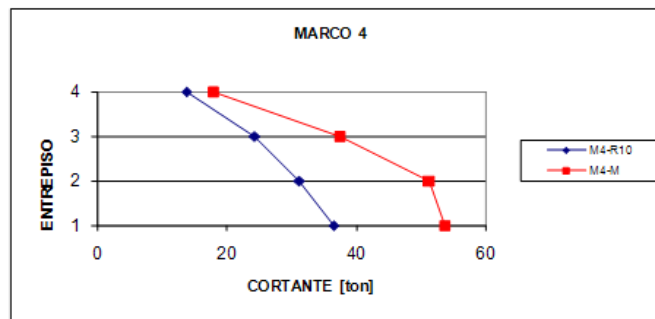


Fig. 4.4.14 Distribución de cortante en marco 4, M4-R10, M4-M

En la fig. 4.4.11, puede observarse que para el modelo asimétrico en rigideces, M4-R10, el plano resistente del lado rígido (Marco 1) es el que absorbe el mayor cortante, volviendo más débiles a los planos del lado flexible. Por otro lado, para el mismo nivel de asimetría, el modelo asimétrico en masas M4-M, presenta una distribución más uniforme para todos los planos resistentes.

Para tener una mayor claridad del comportamiento, se normalizó la distribución de cortantes para cada plano resistente con respecto al modelo simétrico, esto con la finalidad de poder compararlos directamente, ya que estrictamente no podríamos comparar estructuras asimétricas en masas con asimétricas en rigideces. Las figs. 4.4.15 a 4.4.18 muestran las respectivas gráficas.

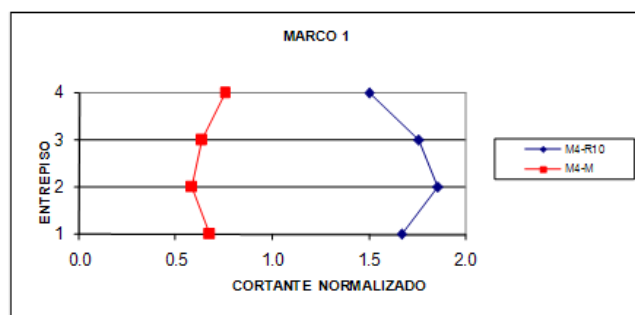


Fig. 4.4.15 Cortante normalizado con respecto al modelo M4-S, marco 1

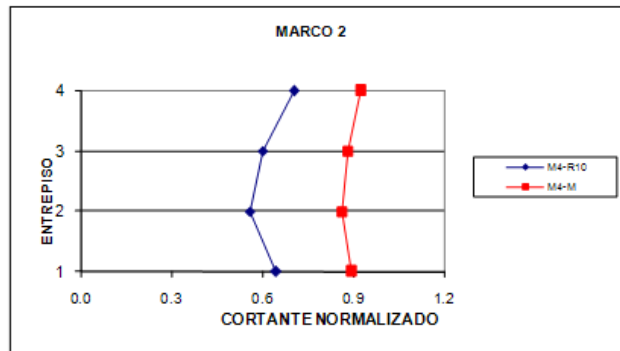


Fig. 4.4.16 Cortante normalizado con respecto al modelo M4-S, marco 2

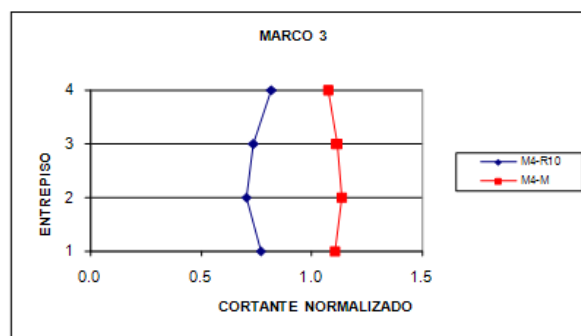


Fig. 4.4.17 Cortante normalizado con respecto al modelo M4-S, marco 3

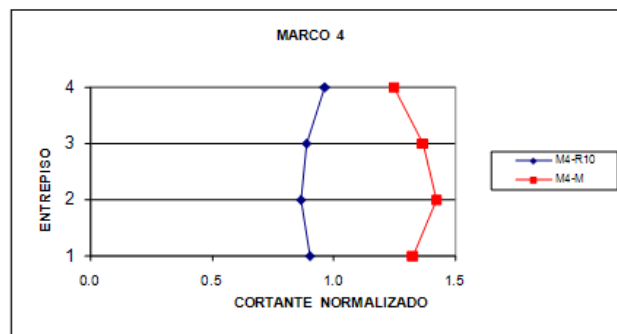


Fig. 4.4.18 Cortante normalizado con respecto al modelo M4-S, marco 4

Los resultados de esta normalización muestran claramente que el modelo asimétrico en rigideces vuelve más fuertes los planos del lado rígido y debilita a los planos del lado flexible. El modelo asimétrico en masas por su parte, guarda una relación más uniforme con respecto al modelo simétrico. Las mayores diferencias entre estos dos modelos se presentan en los entrepisos intermedios.

Para los mismos modelos, se analizó el efecto en la distribución de cortantes al aplicar la normativa por torsión de las NTCDS, sin considerar la torsión accidental. La normalización se hizo de igual forma con respecto al modelo simétrico. Los resultados se muestran en las figs. 4.4.19 a 4.4.22.

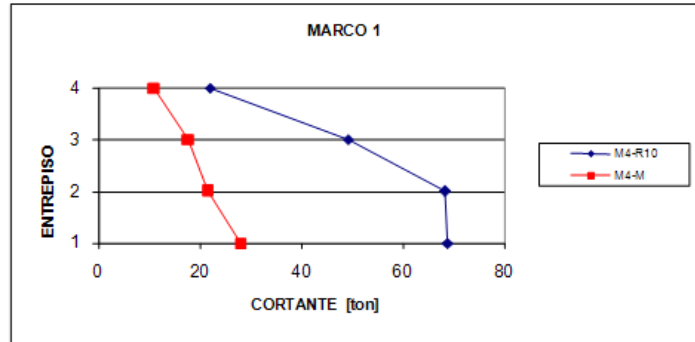


Fig. 4.4.19 Distribución de cortante en marco 1 incluyendo normatividad por torsión RCDF

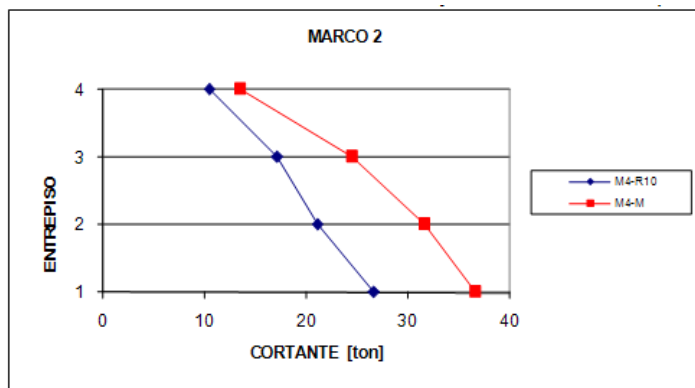


Fig. 4.4.20 Distribución de cortante en marco 2, incluyendo normatividad por torsión RCDF

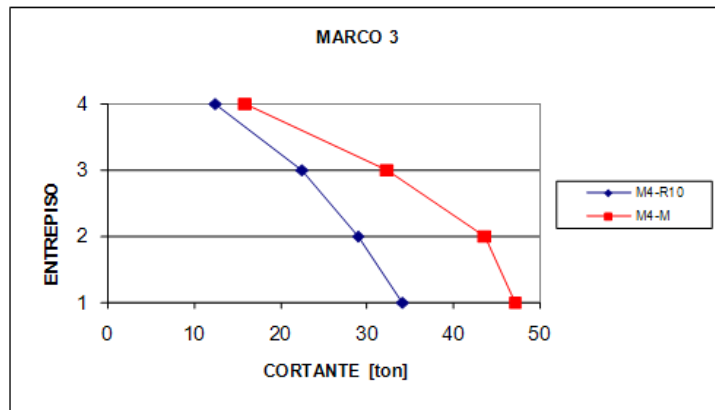


Fig. 4.4.21 Distribución de cortante en marco 3 incluyendo normatividad por torsión RCDF

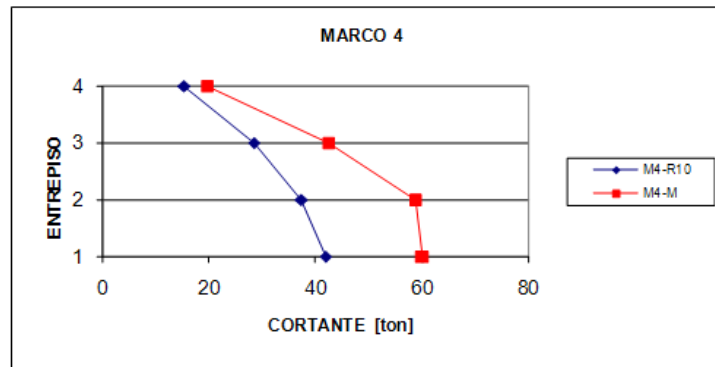


Fig. 4.4.22 Distribución de cortante en marco 4 incluyendo normatividad por torsión RCDF

Para estas mismas distribuciones, en las que se considera  $e_d$ , se normalizó con respecto al modelo simétrico M4-S y se graficaron las curvas. Las gráficas se muestran en las figs. 4.4.23 a 4.4.26.

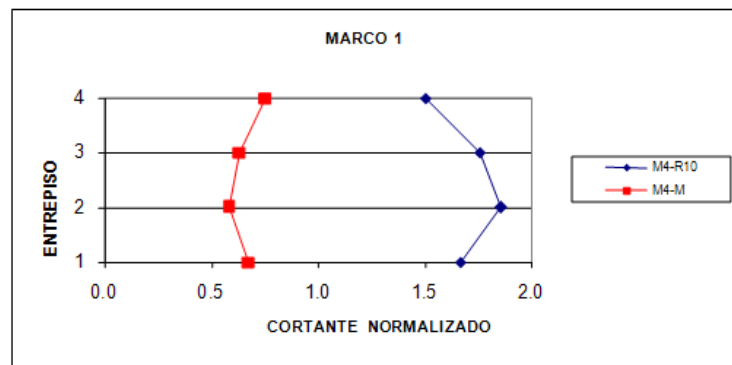


Fig. 4.4.23 Cortante normalizado en marco 1, incluyendo normatividad por torsión RCDF

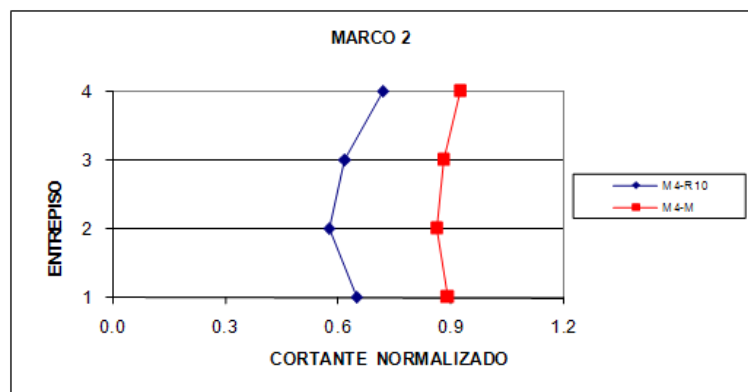


Fig. 4.4.24 Cortante normalizado en marco 2, incluyendo normatividad por torsión RCDF

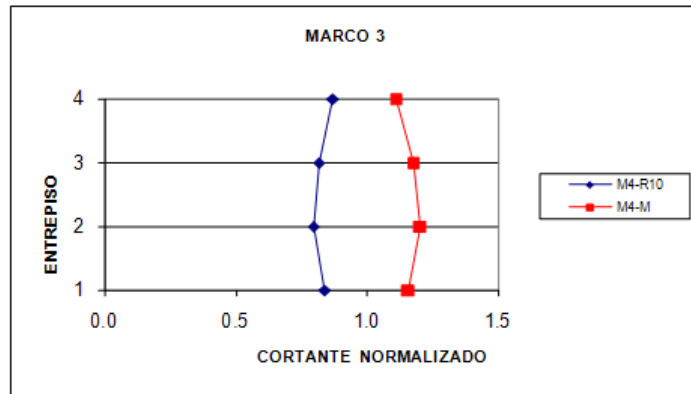


Figura 4.4.25 Cortante normalizado en marco 3, incluyendo normatividad por torsión RCDF

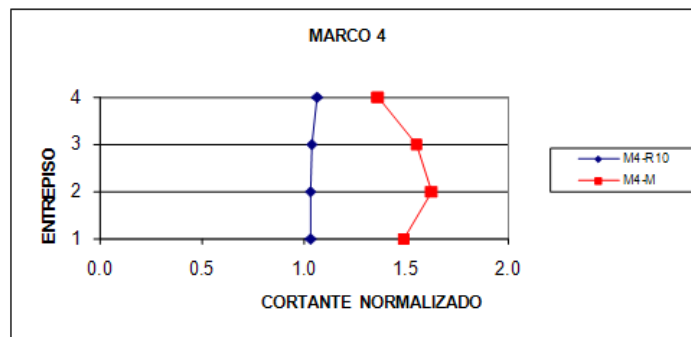


Figura 4.4.26 Cortante normalizado en marco 4, incluyendo normatividad por torsión RCDF

Al aplicar la normativa por torsión de las NTCDS, la excentricidad se ve modificada con los factores  $\alpha = 1.5$  y  $\delta = 1.0$  para la zona flexible y rígida respectivamente, y al no considerar la torsión accidental, se observa que para el modelo asimétrico en rigideces, la distribución de cortantes en la zona rígida es la misma; sin embargo, ésta se amplifica para la zona flexible beneficiando a los planos resistentes. En el modelo asimétrico en masas, el comportamiento fue similar, solo que la amplificación dependió en gran medida de la posición del plano resistente con respecto al CT.

#### 4.4.1.2 EDIFICIOS DE 15 NIVELES

Para los edificios de 15 niveles, el comportamiento fue análogo a los modelos de 4 niveles; se presentó una distribución más uniforme en los modelos asimétricos en masas (M15-M). Se pudo observar que los modelos asimétricos en rigideces (M15-R10 y M15-R20), desbalancean fuertemente la distribución de cortantes en los planos resistentes absorbiendo mayor cantidad en el plano más rígido.

Al comparar la distribución de cortante en los planos resistentes, para los dos tipos de asimetría se observa que las mayores diferencias se presentan en los entresijos inferiores, y disminuyen con la altura del edificio, e incluso las distribuciones llegan a ser muy semejantes para los planos resistentes localizados en la zona flexible del entresijo.

Con la finalidad de evaluar el comportamiento de los modelos ante el aumento del grado de asimetría, se decidió mostrar la distribución de cortante para cada plano resistente de los edificios con uno y dos muros en una misma figura. Puede observarse que las diferencias entre los modelos asimétricos en masas y los asimétricos en rigideces son más notables en el modelo M15-R20, debido principalmente al cambio radical en su distribución de cortante que aumenta para el plano resistente provisto de muros disminuyendo en los otros planos.

Las curvas de distribución de cortante para los modelos M15-R10, M15-R20 y M15-M cuando se considera solo excentricidad estática se muestran en las figs. 4.4.27 a 4.4.31.

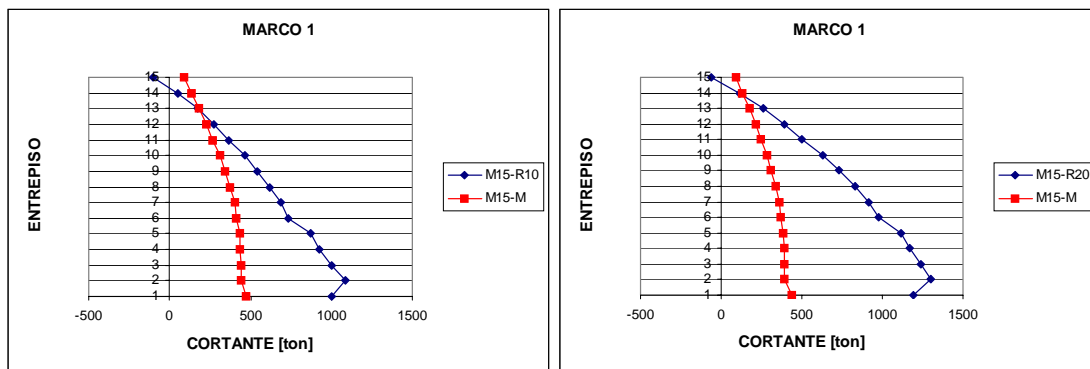


Fig. 4.4.27 Distribución de cortantes en marco 1, considerando  $e_s$

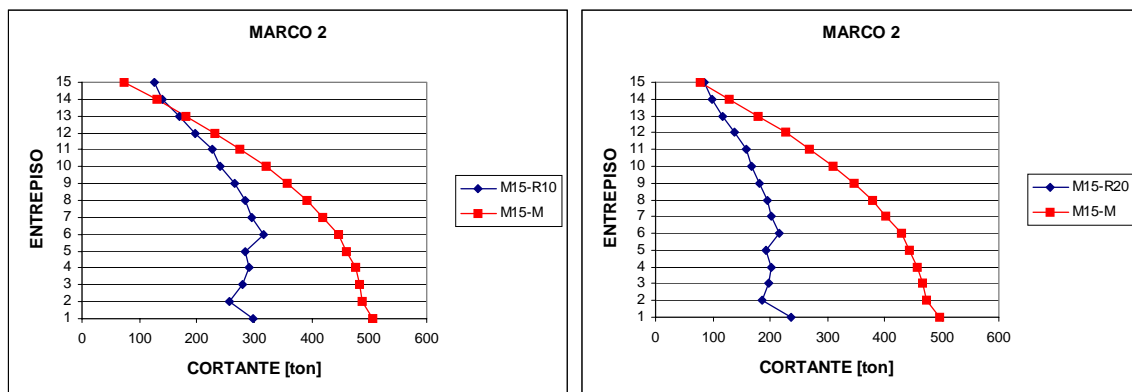


Fig. 4.4.28 Distribución de cortantes en marco 2, considerando  $e_s$

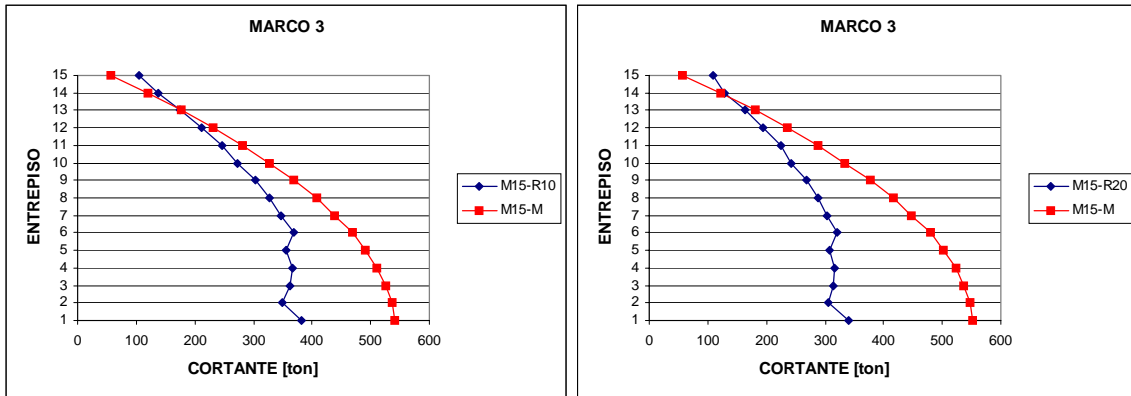


Fig. 4.4.29. Distribución de cortantes en marco 3, considerando  $e_s$

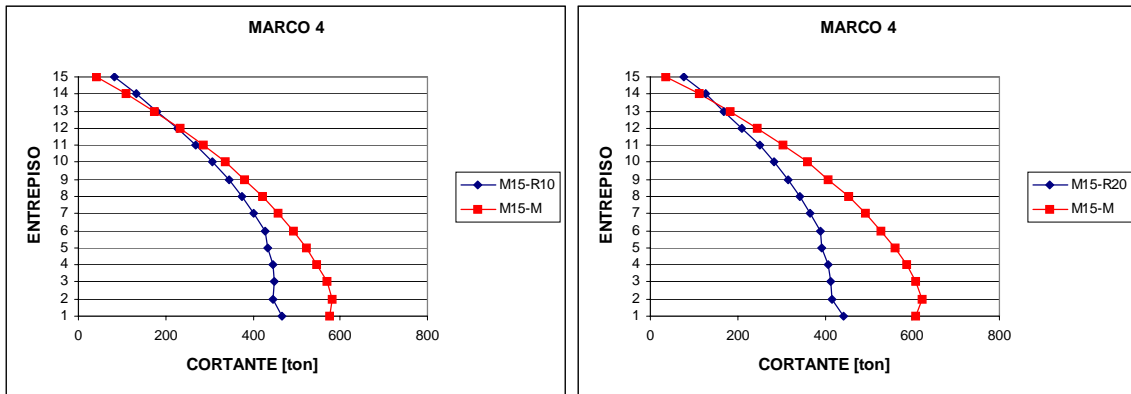


Fig. 4.4.30 Distribución de cortantes en marco 4, considerando  $e_s$

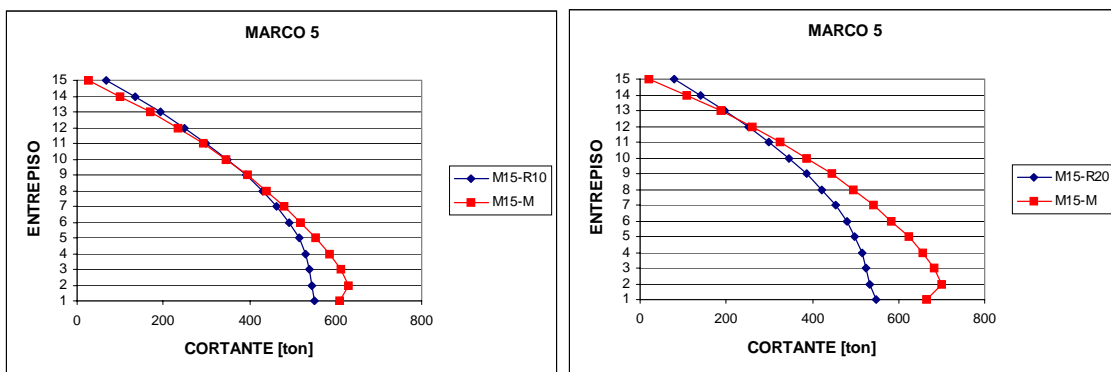


Fig. 4.4.31 Distribución de cortantes en marco 5, considerando  $e_s$

En las figuras 4.4.27 a 4.4.31 puede observarse que las diferencias entre los modelos asimétricos en masas y los asimétricos en rigideces son más notables en los modelos Mi-R20, debido principalmente al cambio radical en su distribución de



cortante que aumenta para el plano resistente provisto de muros y disminuye para los otros planos.

Por otro lado, de las curvas normalizadas respecto al modelo M15-S, figs. 4.4.32 a 4.4.36, se observa que el modelo asimétrico en masas presenta una distribución de cortantes muy similar al simétrico (cercano a la unidad), para el plano resistente localizado en el centro geométrico (CT, para este tipo de asimetría, por lo que en este plano no existe momento torsionante) y la respuesta disminuye o aumenta en los otros planos en función de la posición que guarde con respecto al CT y al CC.

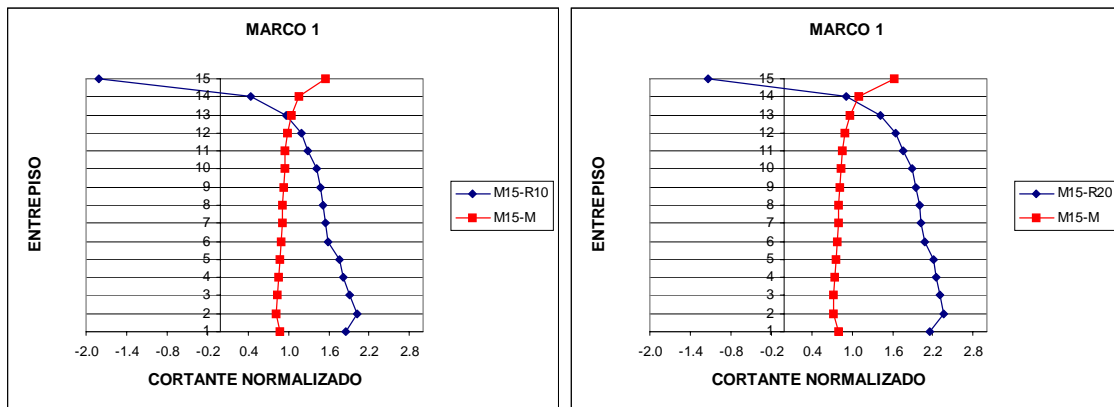


Fig. 4.4.32 Cortante normalizado para el marco 1, considerando  $e_s$

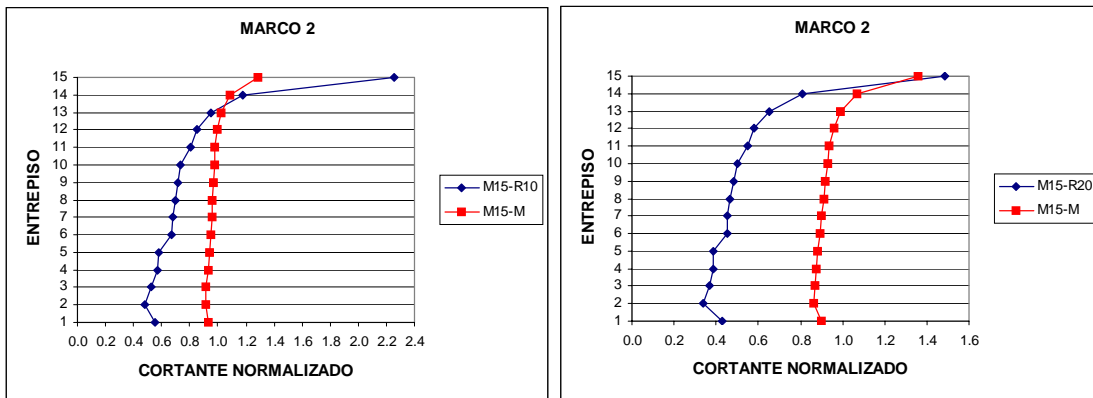


Fig. 4.4.33 Cortante normalizado para el marco 2, considerando  $e_s$

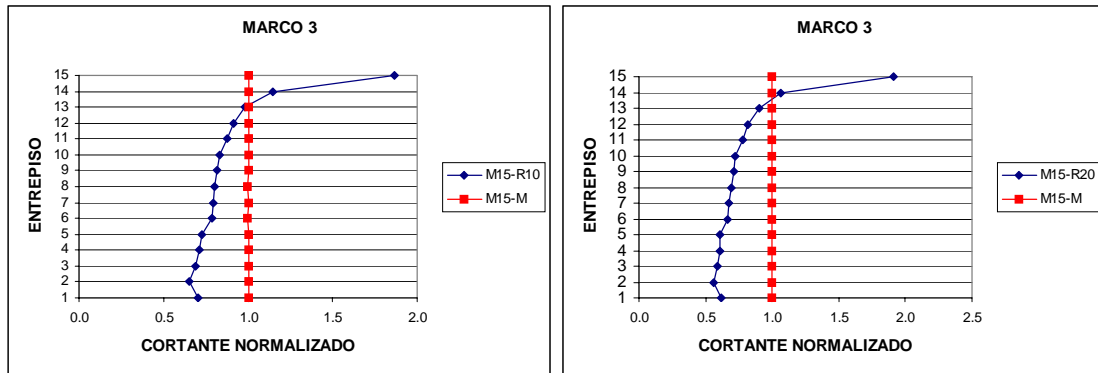


Fig. 4.4.34 Cortante normalizado para el marco 3, considerando  $e_s$

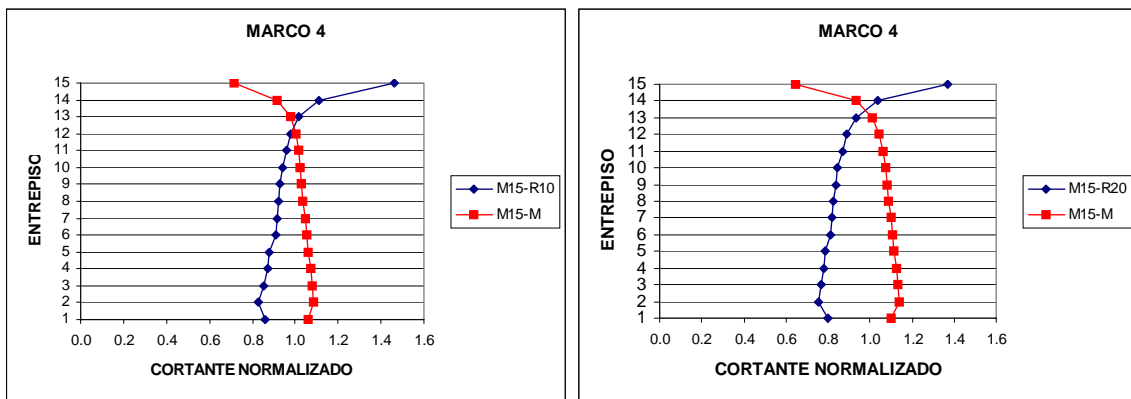


Fig. 4.4.35 Cortante normalizado para el marco 4, considerando  $e_s$

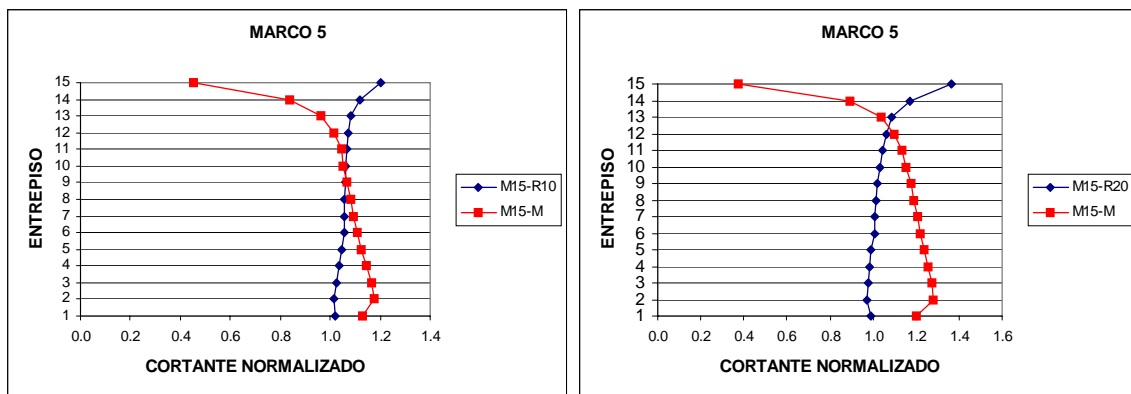


Fig. 4.4.36 Cortante normalizado para el marco 5, considerando  $e_s$

Al aplicar la normativa por torsión de las NTCDS (sin considerar efectos accidentales), dado que la excentricidad se ve amplificada, los momentos torsionantes aumentan y por ende el valor del cortante en los planos resistentes toman un valor mayor; sin embargo la forma de distribución del cortante se mantiene muy similar a cuando dicha normativa no es considerada. Las figs. 4.4.37 a 4.4.41 muestran los resultados.

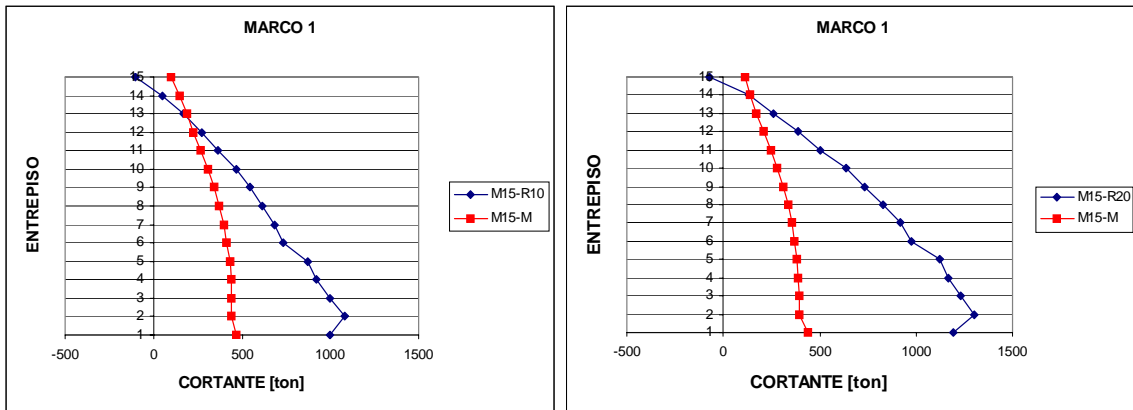


Fig. 4.4.37 Distribución de cortantes en marco 1, considerando  $e_d$

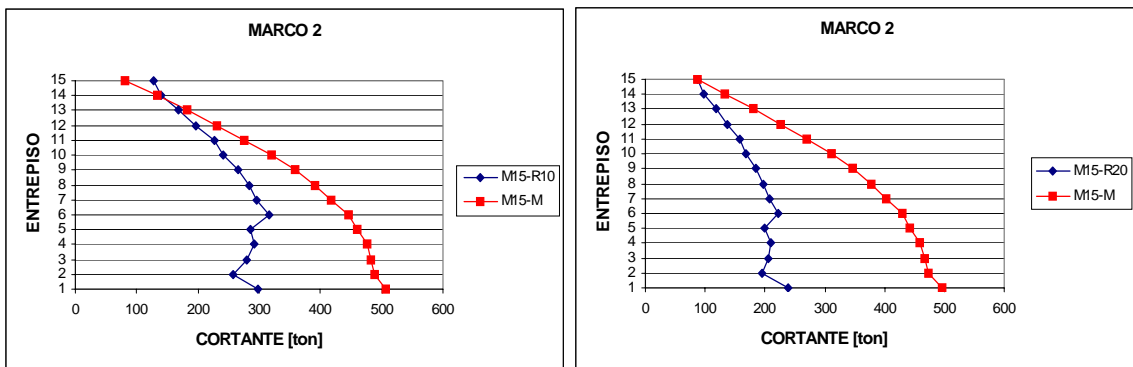


Fig. 4.4.38 Distribución de cortantes en marco 2, considerando  $e_d$

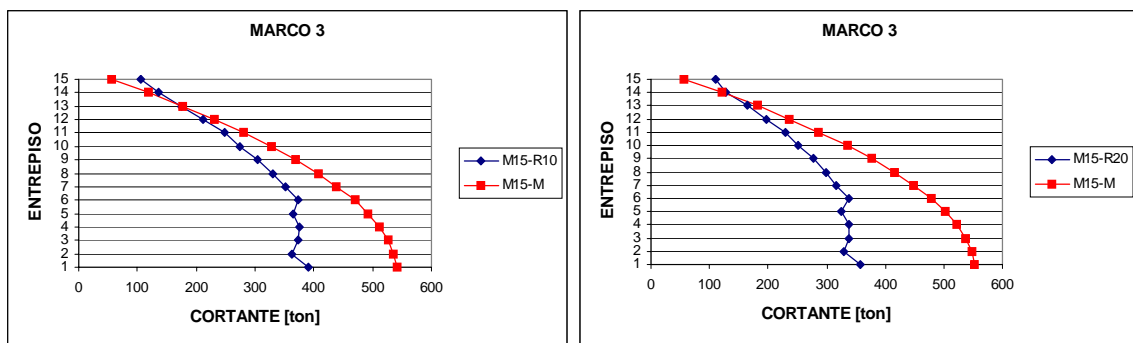


Fig. 4.4.39 Distribución de cortantes en marco 3, considerando  $e_d$

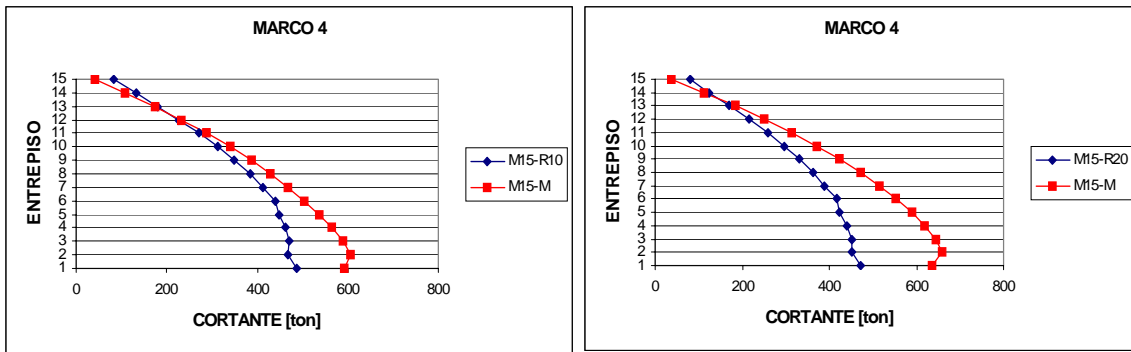


Fig. 4.4.40 Distribución de cortantes en marco 4, considerando  $e_d$

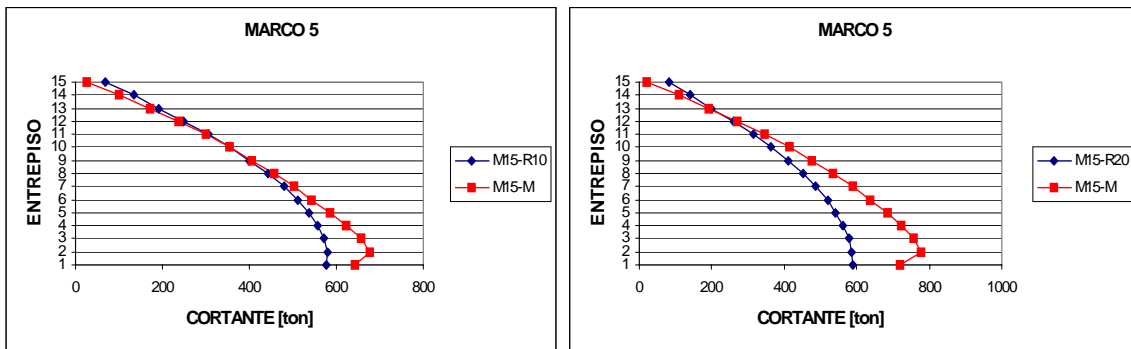


Fig. 4.4.41 Distribución de cortantes en marco 5, considerando  $e_d$

De manera análoga al caso en el que se considera solo excentricidad estructural, las curvas normalizadas que consideran excentricidad de diseño indican que la distribución de cortante en los planos resistentes es más desfavorable en los modelos asimétricos en rigideces que para los modelos asimétricos en masas. Las diferencias son más notables cuando se incrementa el nivel de asimetría.

Las curvas normalizadas para el caso en que se considera  $e_d$  se muestran en las figs. 4.4.42 a 4.4.46.

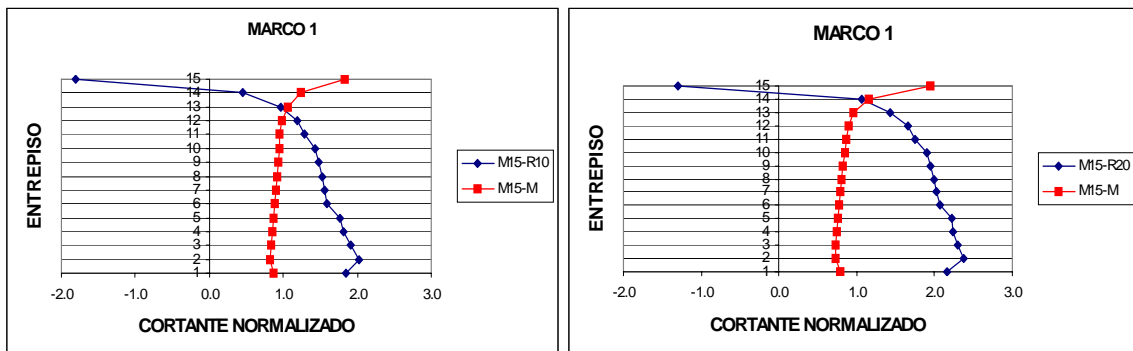


Fig. 4.4.42 Cortante normalizado para el marco 1, considerando  $e_d$

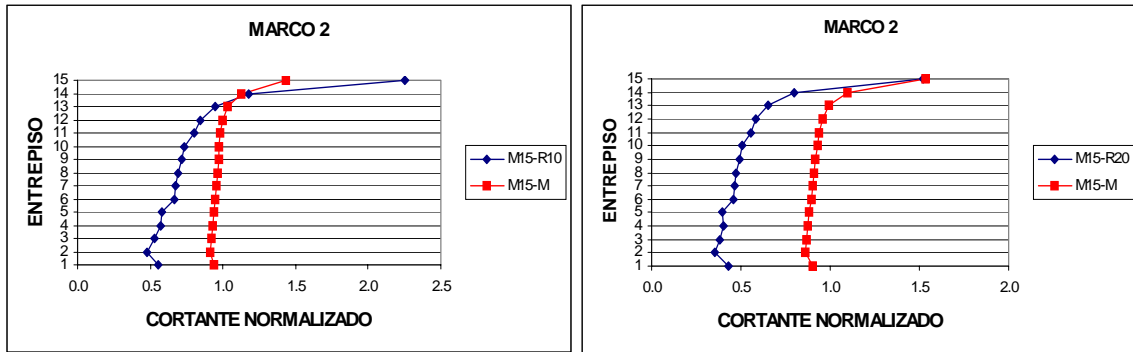


Fig. 4.4.43 Cortante normalizado para el marco 2, considerando  $e_d$

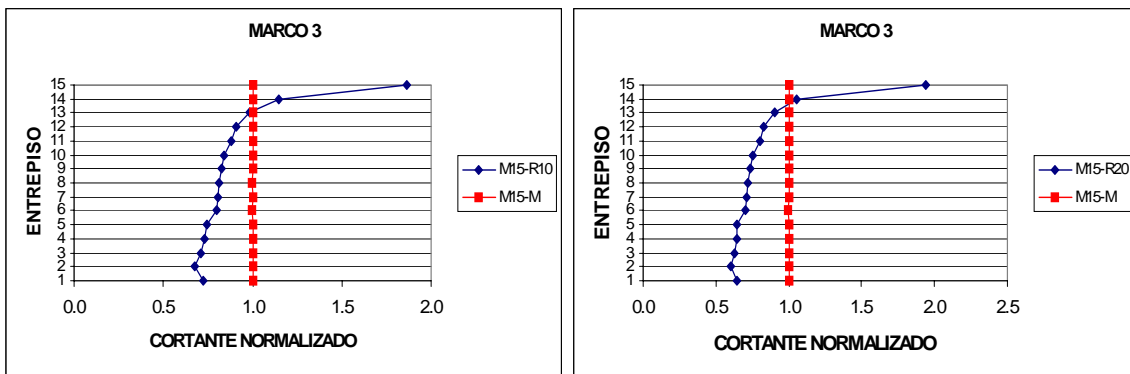


Fig. 4.4.44 Cortante normalizado para el marco 3, considerando  $e_d$

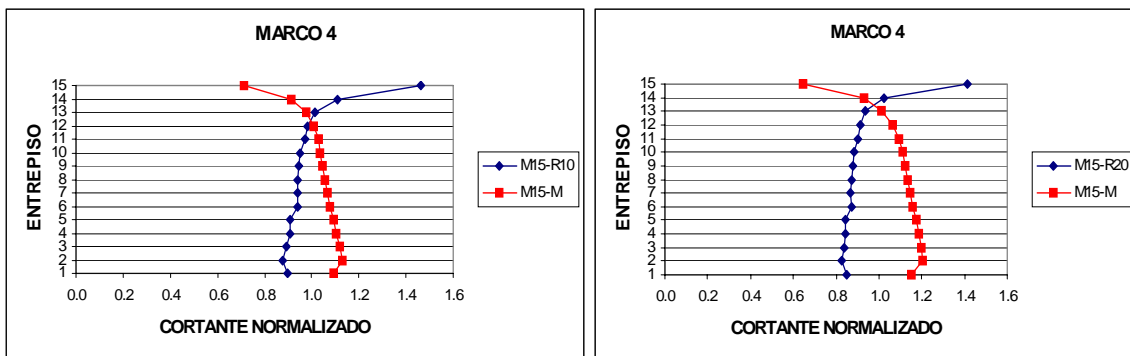


Fig. 4.4.45 Cortante normalizado para el marco 4, considerando  $e_d$

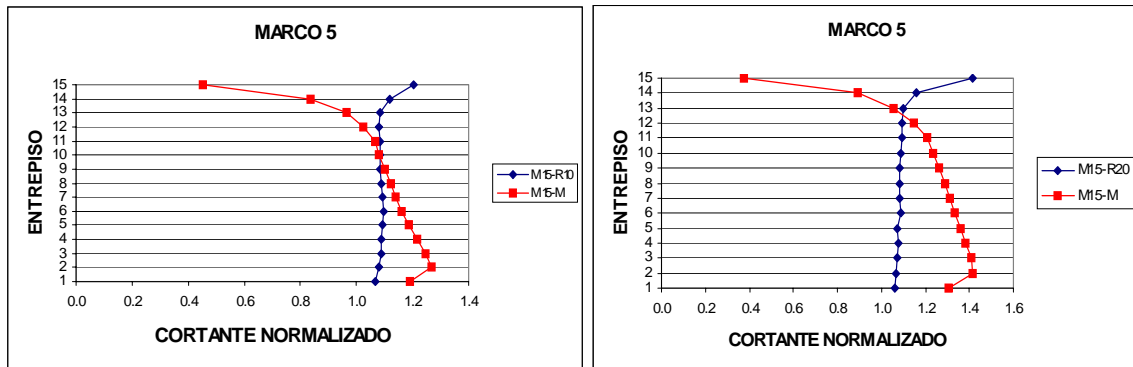


Fig. 4.4.46 Cortante normalizado para el marco 5, considerando  $e_d$

Se observa que para el plano resistente que coincide con el CT, fig. 4.4.44, la distribución de cortante en el modelo M15-M es la misma que en el modelo simétrico, M15-S, lo cual puede resultar obvio ya que en este plano no existe momentos torsionantes.

#### 4.4.2 RESPUESTA DE EDIFICIOS ASIMÉTRICOS EN MASAS PARA DIFERENTES GRADOS DE ASIMETRÍA

Dado que la distribución de cortantes en los planos resistentes, para edificios asimétricos en masas, depende de su posición con respecto al CT del entreciso, como se observa en las curvas anteriores, se decidió analizar la variación que presenta para un modelo de 4 niveles tomando diferentes posiciones del centro de masas. El modelo que se tomó como base fue estudiado por (Chipol 2001). La forma, cargas consideradas y propiedades geométricas se muestran en la fig. 4.4.47.

El análisis se realizó solo en dirección "Y", sin tomar en cuenta la excentricidad accidental que se especifica en las NTCDS-2004.

Se consideraron todas las columnas de 40 x 40 cm y se decidió variar la posición del CM tomando porcentajes del ancho en planta perpendicular a la dirección de análisis; de esta forma se tomaron posiciones del CM para el 5%, 10%, 15%, 20%, 25%, 30%, 35%, 40% respecto al CT, el cual se consideró ubicado en el centro geométrico.

Las fuerzas laterales aplicadas se determinaron con el método estático que se especifica en las NTCDS y se muestran en la tabla 4.4.5.

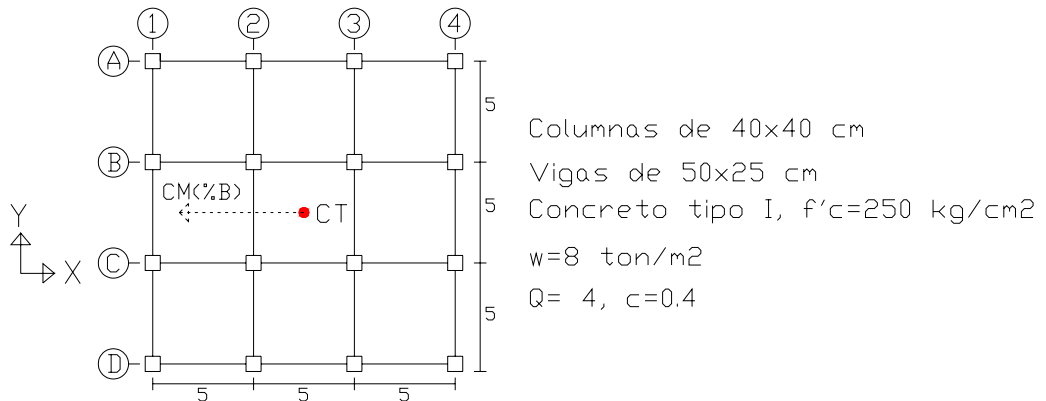


Fig. 4.4.47 Modelo utilizado para evaluar la distribución de cortante

Tabla 4.4.5 Fuerzas aplicadas en el centro de masas para el modelo

Nivel	Wi (Ton)	hi (m)	Wi.hi	Fi=Fxi=Fyi (Ton)	Vi=Vxi=Vyi (Ton)
4	180.00	12.00	2160.00	28.80	28.80
3	180.00	9.00	1620.00	21.60	50.40
2	180.00	6.00	1080.00	14.40	64.80
1	180.00	3.00	540.00	7.20	72.00

Para este modelo, asimétrico en masas, se decidió presentar la distribución de cortantes normalizadas con respecto al modelo simétrico, para cada plano resistente y asimetría considerada, en un mismo gráfico con objeto de observar el efecto que tiene tal distribución dado el nivel de asimetría. Las figs. 4.4.48 a 4.4.51 muestran la distribución de cortantes en cada plano resistente para cada nivel de asimetría.

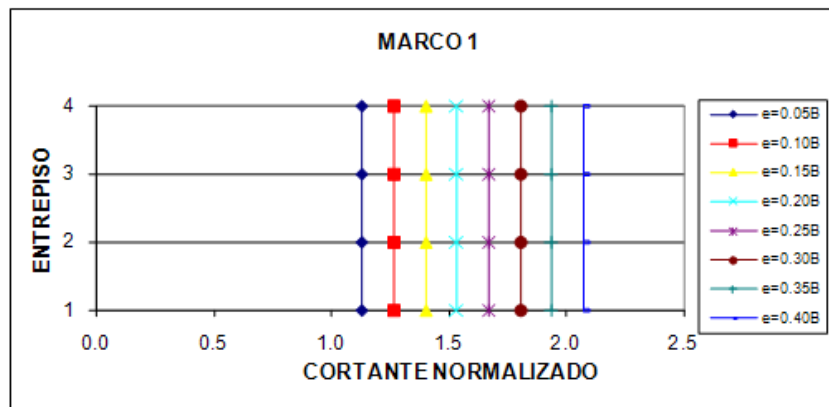


Fig. 4.4.48 Variación del cortante con el nivel de asimetría, marco 1

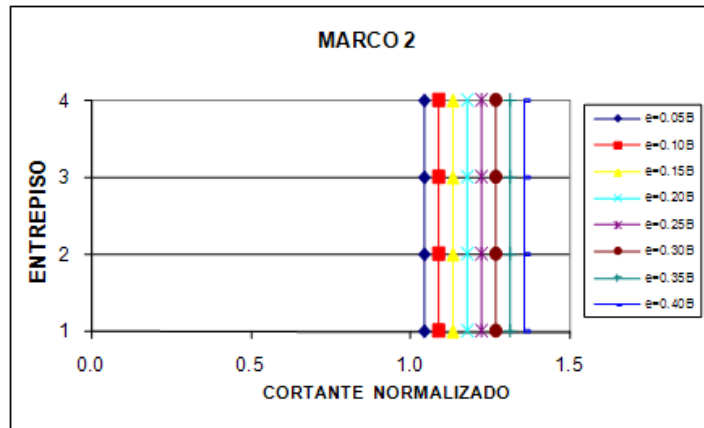


Fig. 4.4.49 Variación del cortante con el nivel de asimetría, marco 2

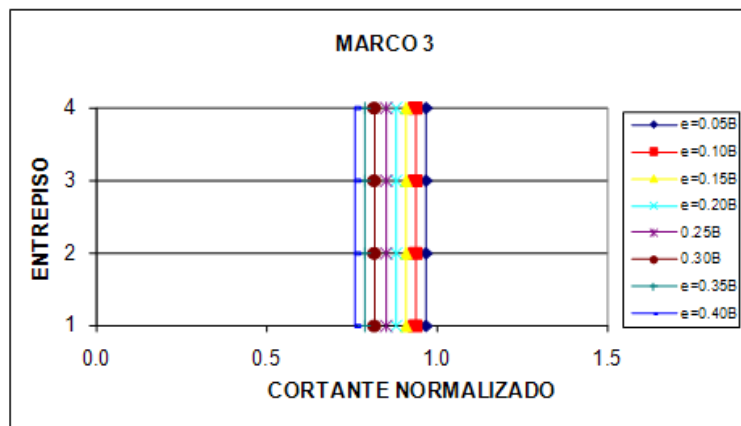


Fig. 4.4.50 Variación del cortante con el nivel de asimetría, marco 3

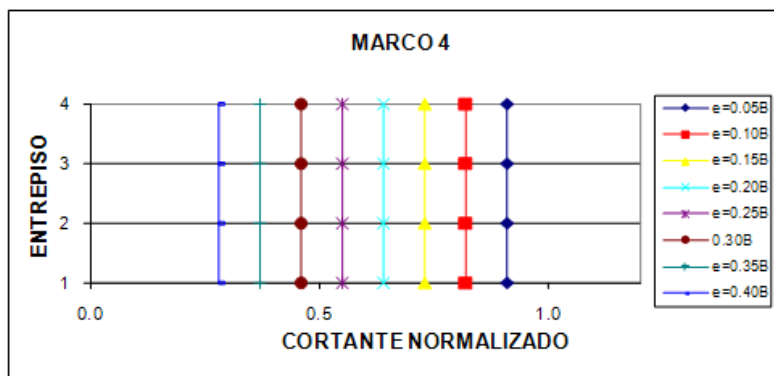


Fig. 4.4.51 Variación del cortante con el nivel de asimetría, marco 4

En las figs. 4.4.48 y 4.4.49 se observa un incremento en la magnitud del cortante en los planos resistentes localizados en la misma dirección en la que se produce la asimetría en masas, lo cual es atribuible al momento torsionante que se genera debido a la excentricidad considerada y a la fuerza cortante de entrepiso. Aunque estrictamente, no podemos hablar de una zona flexible en los modelos asimétricos



en masas, el efecto que se produce en los planos resistentes localizados en el sentido opuesto a la asimetría es similar al que se produce en la zona rígida en una asimetría dada por rigideces.

Si los valores se comparan con la unidad, que representa la respuesta del modelo simétrico, se observa una mayor variación en los planos más alejados del centro de torsión, lo cual aumenta con el grado de asimetría. A medida que los planos resistentes se acercan al CT la distribución de cortantes tiende a ser el mismo que para el modelo simétrico, lo cual puede resultar obvio dado que los efectos torsionantes en un plano resistente que coincida con el CT son nulos. En este sentido es claro que los efectos de torsión en los planos resistentes cercanos al CT son menores, lo cual se observa en las figs. 4.4.49 y 4.4.50.

## CAPÍTULO 5

### ANÁLISIS COMPARATIVO DE LOS EFECTOS DE AMPLIFICACIÓN DINÁMICA POR TORSIÓN

El fenómeno de la amplificación dinámica por torsión, cuando se realizan análisis estáticos, ha sido abordado por muchos estudios en diferentes países, y en aras de obtener expresiones con parámetros explícitos capaces de representar el comportamiento de la estructura lo más cercano a la realidad, se han realizado algunos estudios abordando principalmente parámetros, como la relación de frecuencias desacopladas, la excentricidad estructural, el radio de giro inercial de la planta, entre otras. Algunas de estas investigaciones han servido de base para implementar normativas que tomen en cuenta estos parámetros con la finalidad de caracterizar el comportamiento de la estructura ante efectos de torsión lo más aproximado posible a lo que se obtendrían con análisis dinámicos.

#### 5.1 DIFERENCIAS ENTRE LA RESPUESTA DINÁMICA Y ESTÁTICA DE UNA ESTRUCTURA SOMETIDA A UNA EXCITACIÓN

Como se mencionó anteriormente, cuando la estructura se ve sometida a un movimiento sísmico, cargas actuando dinámicamente, las respuestas máximas probables en los distintos puntos de la planta son diferentes a las correspondientes a la acción de la fuerza cortante de piso actuando estáticamente en el CM. En relación con éstas, las respuestas, se reducen o aumentan dependiendo principalmente de la zona en planta. Este fenómeno está relacionado con el acoplamiento entre los diferentes modos de traslación y torsión que presenta la estructura. Desde el contexto del análisis sísmico torsional, la diferencia entre las fuerzas calculadas dinámicamente respecto a las que produciría un análisis estático, son debidas a los efectos de amplificación o deamplificación dinámica, los cuales los reglamentos intentan tomarlos en cuenta por medio de factores ya sea de manera explícita o implícita.

##### 5.1.1 RELACIÓN EN EL CORTANTE BASAL PARA ANÁLISIS ESTÁTICOS Y DINÁMICOS EN EDIFICIOS DE VARIOS NIVELES Y PARA DIFERENTES GRADOS DE ASIMETRÍA.

Dadas las diferencias que comúnmente se presentan en el valor de cortante basal entre un análisis sísmico estático y uno dinámico, para estructuras tipo edificio, y con el fin de encontrar un patrón de la respuesta, se analizaron 12 modelos de edificios con diferentes niveles de asimetría tanto en masas como en rigideces. Los modelos analizados fueron estudiados por Ortega (2001), De La Rosa (2008). Corresponden a estructuras de 4, 8 y 15 niveles con diferentes niveles de asimetría. La forma en que se le proporcionó la asimetría en masas a los edificios consistió en desplazar el CM respecto al centro geométrico; por otra parte, la asimetría en rigideces se logró mediante la inclusión de muros de concreto.

Para el análisis de los resultados se consideró una nomenclatura similar a la empleada por De La Rosa (2008), la cual se muestra a continuación:

- Mi – M10    Modelo de  $i$  niveles, excéntrico en masas; 0.10b
- Mi – M20    Modelo de  $i$  niveles, excéntrico en masas; 0.20b
- Mi – R10    Modelo de  $i$  niveles, excéntrico en rigideces; 1 muro en cada dirección
- Mi – R20    Modelo de  $i$  niveles, excéntrico en rigideces; 2 muros en cada dirección

donde  $i = 4, 8, \text{ y } 15$  niveles.

Las figs. 5.1.1 a 5.1.4 muestran las vistas en planta y elevación de los modelos estudiados. Las dimensiones de los elementos estructurales, se muestran en la tabla 5.1.1.

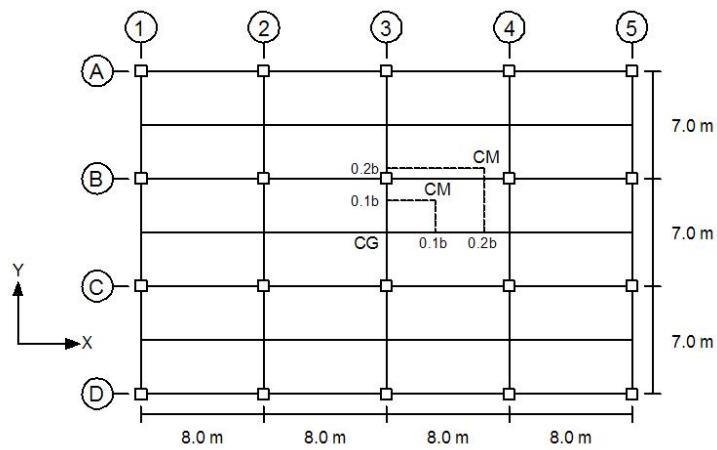


Fig. 5.1.1 Vista en planta de los modelos asimétricos en masas, Ortega (2001)

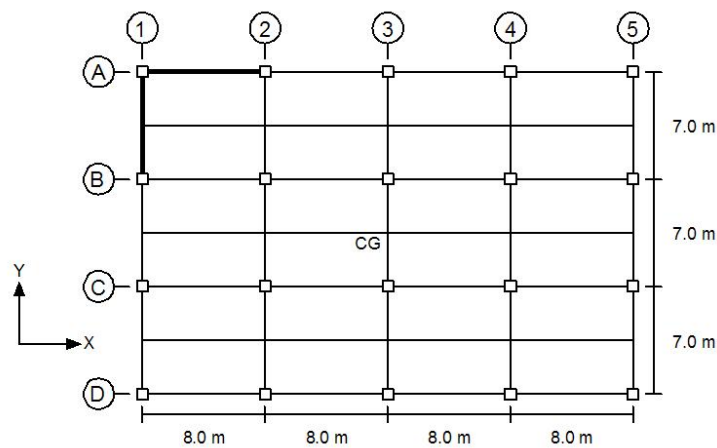


Fig. 5.1.2 Vista en planta de los modelos asimétricos en rigideces R10, Ortega (2001)

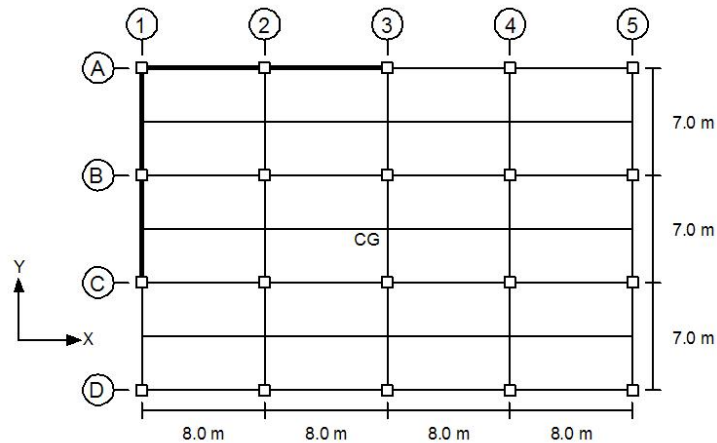


Fig. 5.1.3 Vista en planta de los modelos asimétricos en rigideces R20, Ortega (2001)

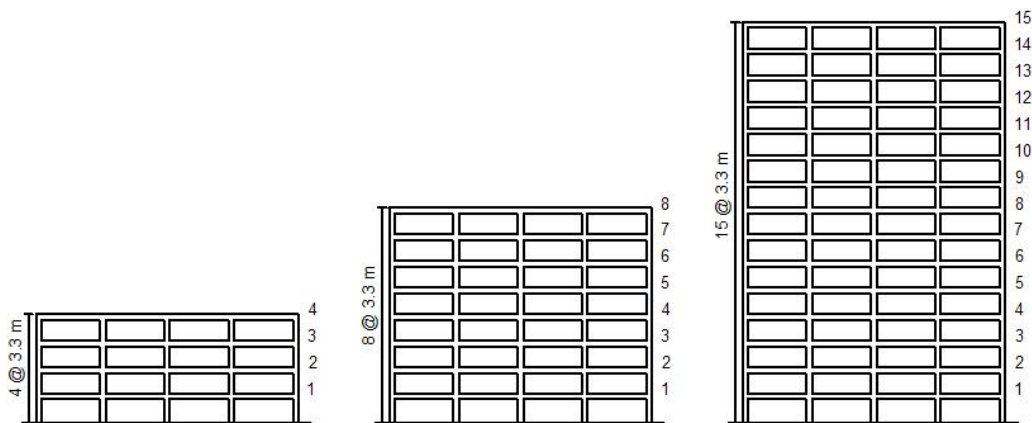


Fig. 5.1.4 Vista en elevación de los modelos estudiados, Ortega (2001)

Tabla 5.1.1 Dimensiones de los elementos estructurales

Edificio		Columnas	Trabes principales	Trabes secundarias	Muros
		(m)	(m)	(m)	(m)
4 Niveles		0.70 X 0.70	0.70 X 0.30	0.60 X 0.25	0.16
8 Niveles		0.80 X 0.80	0.80 X 0.40	0.60 X 0.25	0.16
15 Niveles	1 al 5	1.20 X 1.20	1.00 X 0.40	0.60 X 0.25	0.20
	6 al 10	1.10 X 1.10	1.00 X 0.40	0.60 X 0.25	0.16
	11 al 15	1.00 X 1.00	1.00 X 0.40	0.60 X 0.25	0.16

Para el análisis se consideró el uso de los edificios para oficinas, ubicados en la zona IIIc, con base en la zonificación geotécnica de la Ciudad de México, que establece el RCDF-2004. Dado que el parámetro de respuesta a analizar fue el cortante basal, se tomó para ambos tipos de análisis un valor de  $Q=1$ , de tal forma que en el análisis dinámico modal espectral se usó el espectro de diseño elástico.

En esta etapa, se consideró necesario no solo analizar a los modelos con el sismo actuando en una sola dirección, sino también el considerar los efectos bidireccionales, tanto para el análisis estático como para el dinámico modal espectral. De esta forma se analizó en una primera instancia, para el sismo actuando en dirección "Y" y posteriormente considerando dos direcciones ortogonales. La combinación se realizó de la forma en que lo establece el RCDF, con el 100% del sismo en una dirección más el 30% del sismo en la dirección perpendicular a ella. Para el análisis de la respuesta, se utilizó una envolvente de las nueve combinaciones básicas, las cuales se muestran en la tabla 5.1.2.

Tabla 5.1.2 Combinaciones utilizadas para tomar en cuenta el efecto bidireccional

$1.4CM + 1.4CV_{máx}$	-----
$1.1CM + 1.1CV_{ins} + 1.1S_x + 0.33S_y$	$1.1CM + 1.1CV_{ins} + 1.1S_x - 0.33S_y$
$1.1CM + 1.1CV_{ins} - 1.1S_x + 0.33S_y$	$1.1CM + 1.1CV_{ins} - 1.1S_x - 0.33S_y$
$1.1CM + 1.1CV_{ins} + 0.33S_x + 1.1S_y$	$1.1CM + 1.1CV_{ins} + 0.33S_x - 1.1S_y$
$1.1CM + 1.1CV_{ins} - 0.33S_x + 1.1S_y$	$1.1CM + 1.1CV_{ins} - 0.33S_x - 1.1S_y$

donde:

$CM$  : Carga muerta gravitacional

$CV_{máx}$  : Carga viva máxima

$CV_{ins}$  : Carga viva instantánea

$S_x$  : Sismo en la dirección "X"

$S_y$  : Sismo en la dirección "Y"

Para efectuar cada una de las combinaciones, fue necesario un análisis de cargas para cada una de las acciones que se presentan en la estructura, como son la carga muerta, carga viva máxima y carga viva instantánea. Las cargas consideradas se muestran en las tablas 5.1.3 a 5.1.5.

Tabla 5.1.3 Cargas muertas consideradas para los niveles intermedios.

<b>Cargas</b>	<b>Peso (kg/m<sup>2</sup>)</b>
Losa de 12 cm. de espesor	288
Pisos	65
Mortero	52
Falso plafón	30
Muros	100
Carga adicional (NTC - SCADEE)	40
<b>Total cargas muertas</b>	<b>575</b>

Tabla 5.1.4 Cargas muertas consideradas para la azotea.

<b>Cargas</b>	<b>Peso (kg/m<sup>2</sup>)</b>
Losa de 12 cm. de espesor	288
Relleno para dar pendientes	100
Impermeabilizante	65
Falso plafón	30
Carga adicional (NTC - SCADEE)	40
<b>Total cargas muertas</b>	<b>523</b>

Tabla 5.1.5 Cargas vivas consideradas, RCDF

<b>Nivel</b>	<b>Cargas vivas (kg/m<sup>2</sup>)</b>	
	Gravitacionales	Sismo
Azotea	100	70
Intermedio	250	100

Los análisis se realizaron mediante el programa SAP2000. Se analizó la relación de cortante basal en términos del nivel de asimetría, número de niveles y en función del periodo fundamental de la estructura. Los resultados se muestran en los siguientes gráficos en los cuales se compara la relación de cortante basal para el sismo actuando en una sola dirección y para cuando se consideran los efectos bidireccionales. Para todos los casos se estableció una línea de comparación que corresponde a cuando el cortante basal es el mismo en ambos tipos de análisis. Los resultados se muestran en las figs. 5.1.5 a 5.1.7.

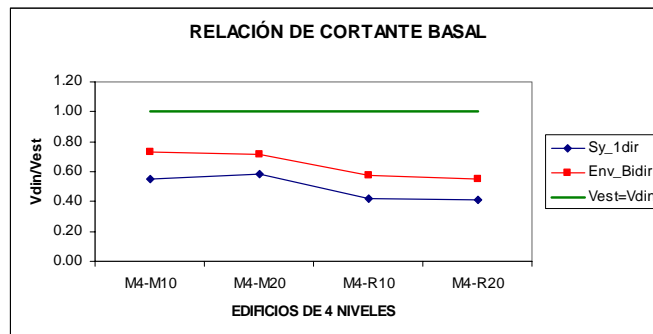


Fig. 5.1.5 Relación de cortante basal en función del nivel de asimetría, M4

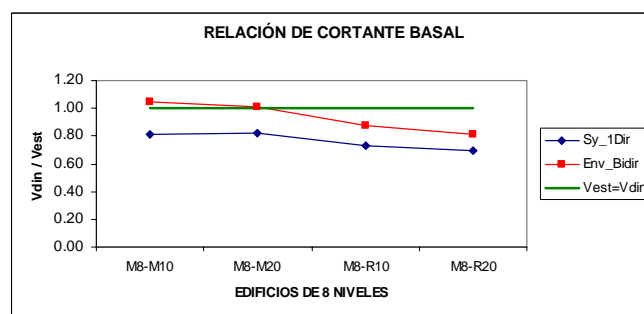


Fig. 5.1.6 Relación de cortante basal en función del nivel de asimetría, M8

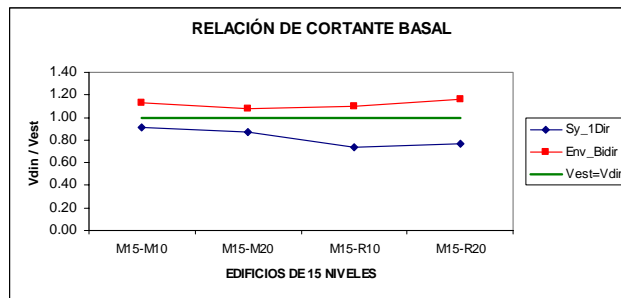


Fig. 5.1.7 Relación de cortante basal en función del nivel de asimetría, M15

Para los edificios de 4 niveles, fig. 5.1.5, se observa que para el análisis del sismo actuando solo en la dirección “Y”, al igual que para cuando se consideran los efectos bidireccionales, el cortante dinámico siempre es menor que el cortante estático. Las diferencias se deben a que el nivel de aceleración que corresponde al periodo fundamental de la estructura se encuentra en la rama ascendente del espectro de aceleraciones, por debajo de la meseta, por lo que las fuerzas dinámicas actuantes tienden a ser menores, independientemente de que el primer modo de vibrar es el que predomine, en la respuesta.

En los modelos de 8 niveles, fig. 5.1.6, el cortante basal dinámico se encuentra muy cercano al estático, lo que se atribuye a un aumento en el nivel de aceleración dado por el periodo fundamental de la estructura. A diferencia de los modelos asimétricos en rigideces, se observa que para los modelos asimétricos en masas el cortante basal dinámico considerando efectos bidireccionales excede al cortante basal estático.

Para los edificios de 15 niveles, fig. 5.1.7, se observa que para todos los niveles de asimetría, el cortante basal dinámico excede al estático cuando se consideran efectos bidireccionales, lo cual se debe a que el nivel de aceleración correspondiente al periodo fundamental de la estructura se encuentra muy cercano a la meseta del espectro de aceleraciones.

En los modelos asimétricos en masas se observa que el cortante basal dinámico tiende más rápido al estático a medida que el periodo fundamental tiende al valor de la meseta del espectro. Contrariamente, para los modelos asimétricos en rigideces, la tendencia es más lenta debido a que en estos modelos, la participación del modo torsional es importante.

Para una mayor claridad en la tendencia del cortante dinámico con el aumento de la altura del edificio, para cada modelo se graficó la relación de cortante basal dado un nivel de asimetría similar. Los resultados se muestran en las figs. 5.1.8 a 5.1.11.

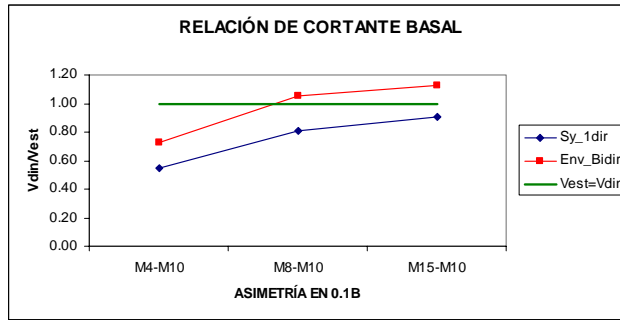


Fig. 5.1.8 Relación de cortante basal para un nivel de asimetría similar en función de la altura del edificio, asimetría en masas 10%

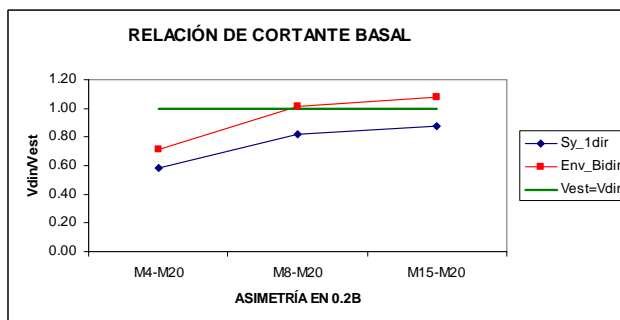


Fig. 5.1.9 Relación de cortante basal para un nivel de asimetría similar en función de la altura del edificio, asimetría en masas 20%

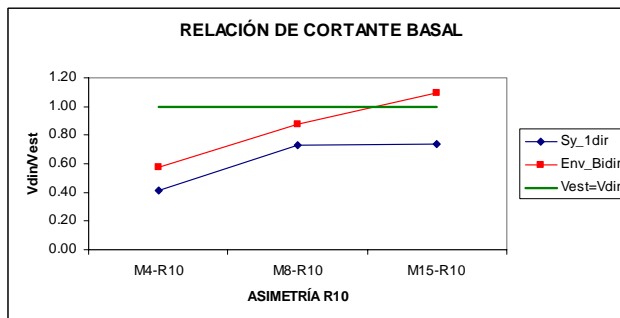


Fig. 5.1.10 Relación de cortante basal para un nivel de asimetría similar en función de la altura del edificio, asimetría en rigideces, 1 muro en cada dirección

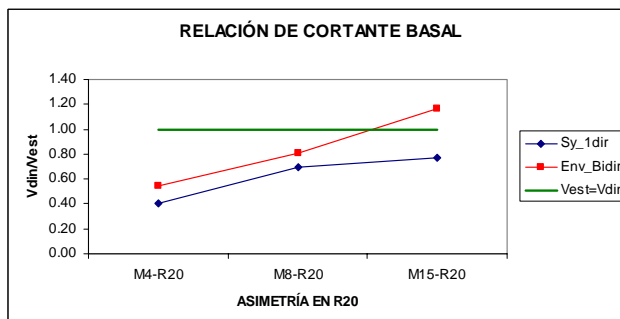


Fig. 5.1.11 Relación de cortante basal para un nivel de asimetría similar en función de la altura del edificio, asimetría en rigideces, 2 muros en cada dirección



En las figs. 5.1.8 a 5.1.11, se observa que para un nivel de asimetría similar, la relación de cortante basal, tanto para el análisis en una dirección como para cuando se consideran los efectos bidireccionales, tiende a la unidad a medida que aumenta la altura del edificio.

Si se analiza la relación de cortante basal en términos del periodo fundamental de la estructura y se compara con los periodos del espectro de aceleraciones, se encuentra una mejor explicación de su variación. Las figs. 5.1.12 y 5.1.13 muestran ambos gráficos.

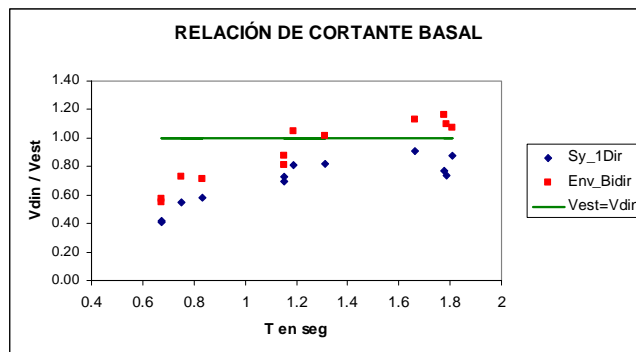


Fig. 5.1.12 Relación de cortante basal en función del periodo fundamental de la estructura

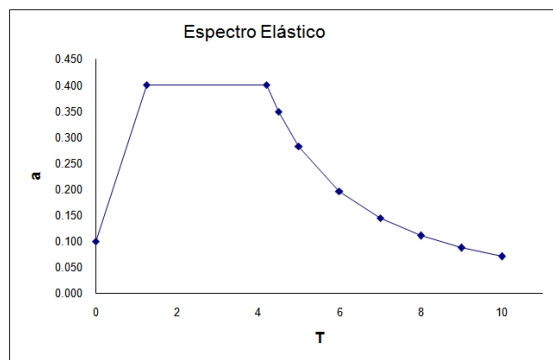


Fig. 5.1.13 Espectro elástico correspondiente a la Zona III c, RCDF

Puede observarse que el cortante basal dinámico para el sismo actuando en la dirección “Y” tiende al estático a medida que se aproxima al periodo  $T_a$  a partir del cual inicia la meseta del espectro de diseño. Al considerar los efectos bidireccionales, se observa que el cortante dinámico excede al estático a partir del periodo  $T=1.2$  s, que se encuentra muy cercano al periodo  $T_a=1.25$  del espectro.

Por otro lado, aunque el periodo fundamental de la estructura guarda relación directa con su masa y rigidez, en general éste tiende a aumentar con la altura del edificio, debido a que la estructura se vuelve más flexible. Sin embargo, es claro que para un mismo nivel de asimetría, la asimetría dada por masas es menos desfavorable en comparación con una asimetría dada por rigideces como se ha visto en este trabajo.

Como conclusión puede decirse que el cortante basal dinámico al considerar los efectos bidireccionales, excederá al cortante basal estático a medida que el periodo fundamental de la estructura se aproxime, en un rango menor del 40%, a los intervalos de periodo comprendidos en la meseta del espectro de diseño, delimitados por  $T_a$  y  $T_b$ .

### 5.1.2 AMPLIFICACIÓN DINÁMICA DADO UN MISMO NIVEL DE CORTANTE BASAL

Con la finalidad de evaluar el efecto de la amplificación dinámica, se decidió analizar dos edificios asimétricos en rigideces, dado que son las estructuras que presentan un comportamiento más desfavorable ante los efectos de torsión. En el análisis se tomaron en cuenta los efectos de torsión debida a la excentricidad estructural, sin tomar en cuenta los efectos accidentales. Se consideró el CM uniforme en todos los niveles y ubicado en el centro geométrico de la planta. Los modelos de edificios analizados, fueron presentados con detalle en la sección anterior, y corresponden a los modelos M8-R20 y M15-R20.

Para determinar el efecto de amplificación que tiene un análisis dinámico con respecto a uno estático, se tomó como parámetro de referencia la distribución de cortantes en planos resistentes. Para ello se normalizó el cortante basal estático con respecto al dinámico, con el fin de que en ambos métodos se obtuviera el mismo nivel de cortante en la base. De esta forma fue posible obtener una relación directa de la amplificación que se produce en cada plano, tomando simplemente el cociente de las respuestas.

#### 5.1.2.1 MODELO DE 8 NIVELES

Para este modelo, se obtuvieron en ambos análisis y para cada plano resistente el cortante en cada entrepiso, el factor de amplificación, para la zona flexible, y el factor de deamplificación para la zona rígida, se obtuvo mediante el cociente de respuestas e indica el valor por el que debe multiplicarse la respuesta estática a fin de obtener el mismo valor de la respuesta dinámica. Los resultados se muestran en las figs. 5.1.14 y 5.1.18.

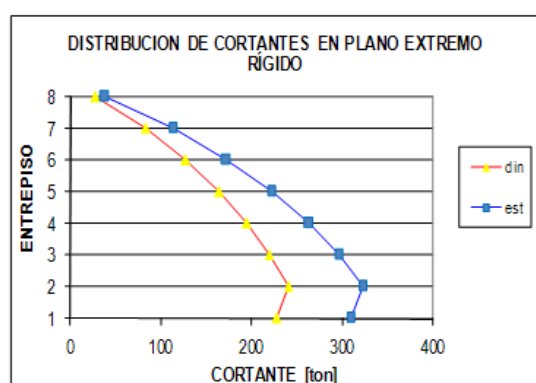


Fig. 5.1.14 Distribución de cortante dinámico y estático en el extremo rígido (marco 1)

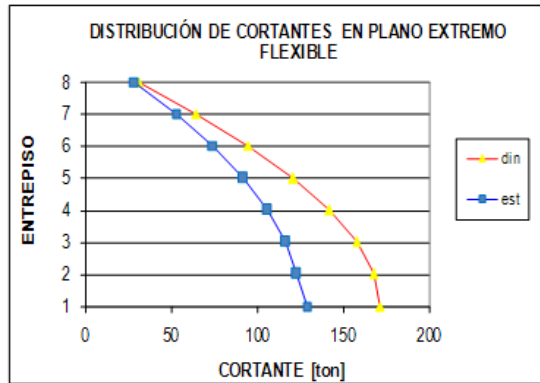


Fig. 5.1.15 Distribución de cortante dinámico y estático en el extremo flexible (marco 5)

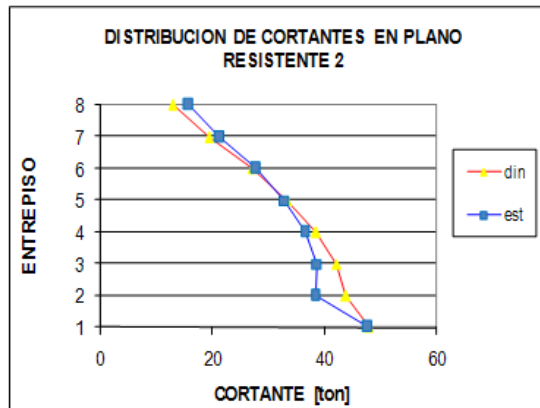


Fig. 5.1.16 Distribución de cortante dinámico y estático en el marco 2

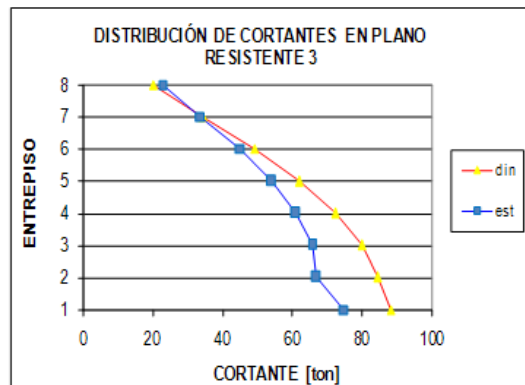


Fig. 5.1.17 Distribución de cortante dinámico y estático en el marco 3

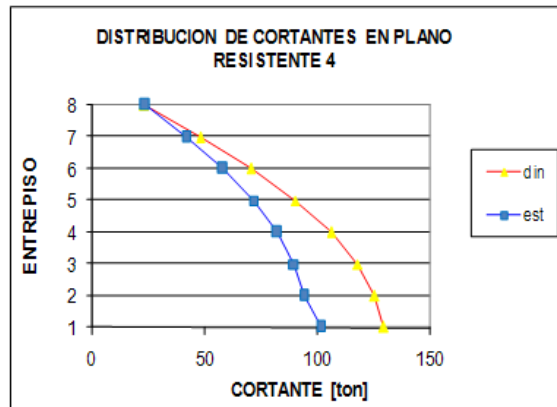


Fig. 5.1.18 Distribución de cortante dinámico y estático en el marco 4

De los resultados para el modelo de 8 niveles se observa que la respuesta para el análisis dinámico, disminuye con respecto al estático, a medida que se acerca al extremo rígido, pero aumenta cuando se aproxima al extremo flexible, lo cual se atribuye a los momentos torsionantes que se generan al actuar la carga dinámica. Los factores de amplificación obtenidos de la forma descrita anteriormente se muestran en la fig. 5.1.19.

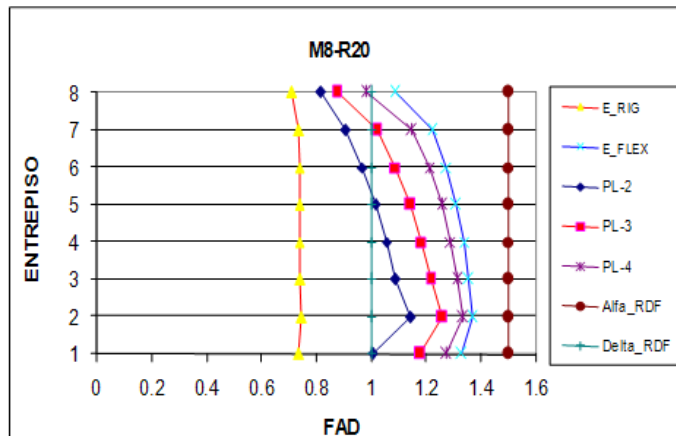


Fig. 5.1.19 Factores de amplificación para cada plano resistente obtenidos considerando un mismo nivel de cortante en la base

En la fig. 5.1.19, puede observarse por un lado que para la zona flexible, ningún valor de la respuesta dinámica sobrepasa el valor de 1.5 que se especifica en las NTCDS, y que para la zona rígida, si se produce una disminución en la respuesta, por lo que el valor de 1 considerado como factor para esta zona, equivale a no tomarla en cuenta. Por otro lado, se observa que el factor de amplificación disminuye con el aumento de la altura (De la Rosa, 2008); sin embargo, aunque para los planos resistentes intermedios se observa una amplificación de la respuesta en los entresijos inferiores, para los últimos entresijos se produce una deamplificación. Con base en lo anterior, podría decirse que bajo un mismo nivel de cortante, los

factores de 1 y 1.5 que especifica el RCDF, representan una envolvente de la amplificación que se genera en cada plano resistente.

### 5.1.2.2 MODELO DE 15 NIVELES

De manera análoga al modelo de 8 niveles, se realizó el análisis sísmico modal espectral y el análisis sísmico estático que especifica en las NTCDS-2004. Se obtuvo la respuesta para cada plano resistente tomando como parámetro el cortante de entrepiso. El factor de amplificación y deamplificación se obtuvo como el cociente de la respuesta dinámica sobre la estática. Los resultados se muestran en las figs. 5.1.20 a 5.1.22 para el extremo flexible y el extremo rígido, los cuales corresponden a las respuestas extremas.

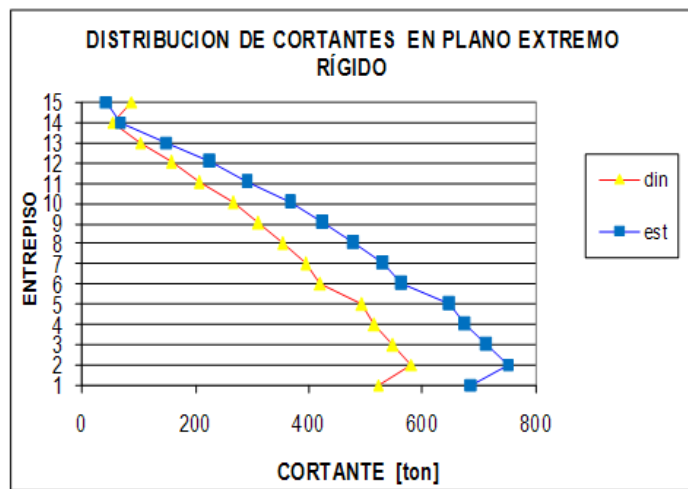


Fig. 5.1.20 Distribución de cortante dinámico y estático en el extremo rígido (marco 1)

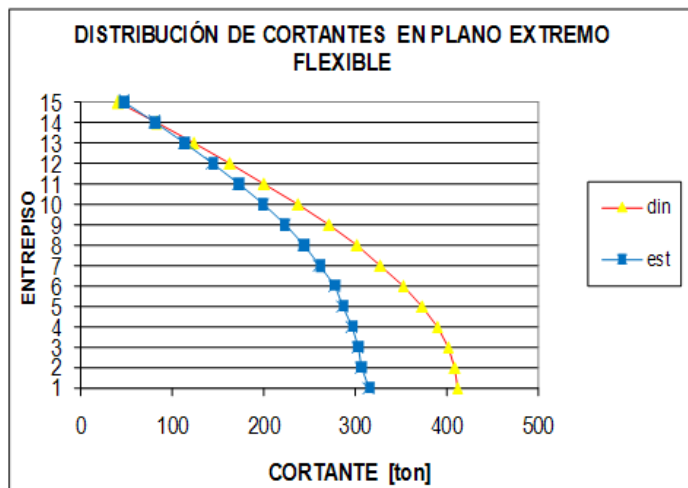


Fig. 5.1.21 Distribución de cortante dinámico y estático en el extremo rígido (marco 5)

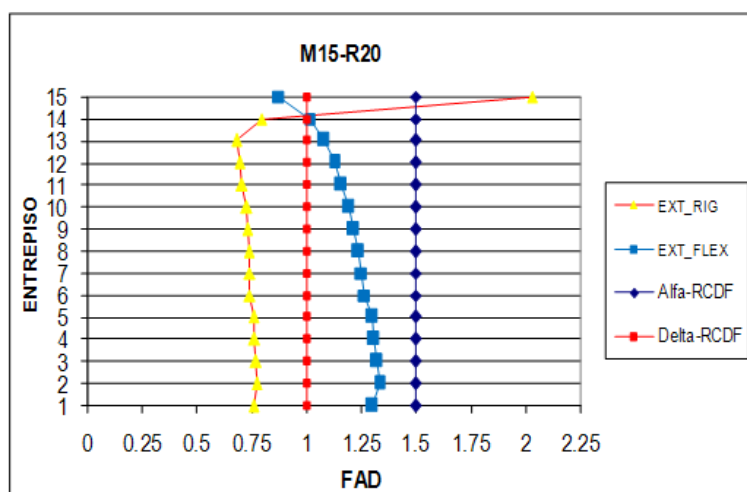


Fig. 5.1.22 Factores de amplificación para el extremo rígido y para el extremo flexible obtenidos considerando un mismo nivel de cortante en la base

En las figs. 5.1.20 a 5.1.22, puede observarse, para el modelo de 15 niveles, un comportamiento similar al de 8 niveles. En general, el factor de amplificación, mantiene una tendencia a disminuir con la altura del edificio. A excepción del último entrepiso, en el cual para la zona rígida se produce una amplificación del orden de 2, en vez de presentarse una deamplificación. Para todos los demás factores de amplificación se presentan valores menores a 1.5 y menores de 1 para los factores de deamplificación.

Con base en lo anterior del modelo de 8 y 15 niveles puede decirse que bajo un mismo nivel de cortante basal, el efectuar un análisis sísmico modal espectral, produce una amplificación de respuesta para los elementos ubicados en la zona flexible y una deamplificación en los elementos de la zona rígida. Además se observa que el factor de 1.5 que especifica el RCDF, representa una envolvente para todos los planos resistentes en casi todos sus entrepisos. Lo anterior no sucede para el último entrepiso del modelo de 15 niveles, en donde para la zona rígida se produce una amplificación del orden de 2 en vez de una deamplificación, lo cual puede atribuirse a la inversión de la excentricidad que se genera en los últimos entrepisos.

## 5.2 ESTUDIO COMPARATIVO DE LOS FACTORES DE AMPLIFICACIÓN DINÁMICA PARA DISTINTOS CÓDIGOS INTERNACIONALES

Para caracterizar la respuesta sísmica torsional, la mayoría de los códigos internacionales emplean factores de amplificación dinámica (FAD) de la excentricidad estática, por lo que en este trabajo, para los modelos de edificios de 4 y 8 niveles asimétricos en masas y en rigideces (Ortega, 2001 y De La Rosa, 2008) se evalúan los efectos de amplificación dinámica respecto a los obtenidos con algunas expresiones especificadas en códigos internacionales como el UBC, COVENIN 2001, Eurocódigo (EC8,1994) y el RCDF con el fin de observar los alcances y limitaciones en el uso de estas expresiones para considerar de manera adecuada la respuesta torsional.

En un estudio previo, De La Rosa (2008), obtuvo los factores de amplificación en modelos de edificios asimétricos de varios niveles, a partir de análisis dinámicos, empleando la metodología propuesta por Bazan y Meli (2000). Los resultados de esta investigación previa, (FAD analíticos) se tomaron como referencia para la comparación con los FAD obtenidos de las expresiones empleadas en los diferentes códigos estudiados. Los resultados se muestran agrupados de acuerdo al tipo de asimetría.

### 5.2.1 MODELOS ASIMÉTRICOS EN MASAS

Para los modelos asimétricos en masas, se observa que los FAD analíticos son siempre menores que el FAD especificado en el RCDF, figs. 5.2.1 a 5.2.4. La tendencia a ser constante en la altura, se debe a que la excentricidad se propuso constante en todos los niveles (0.1B y 0.20B).

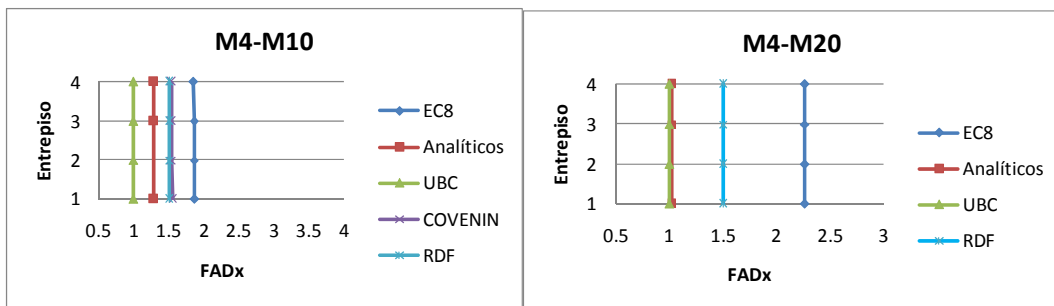


Fig. 5.2.1 Factores de amplificación dinámica, dirección x, modelos asimétricos en masas

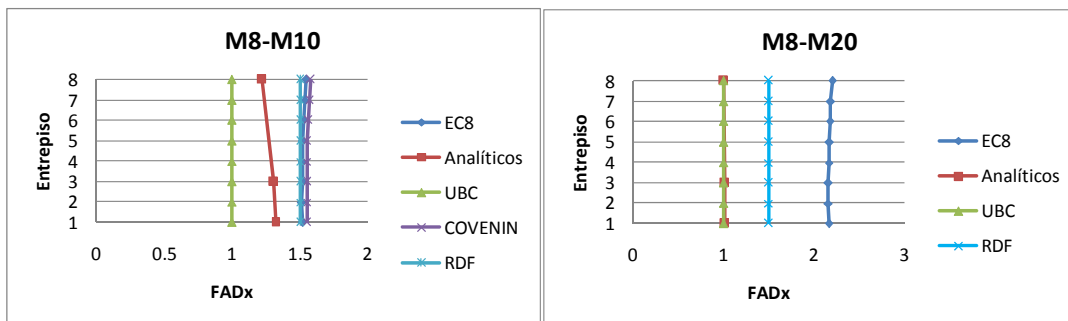


Fig. 5.2.2 Factores de amplificación dinámica, dirección x, modelos asimétricos en masas

Para la dirección “X”, en los modelos asimétricos en masas, figs. 5.2.1 y 5.2.2, se observa que el factor de amplificación que se obtiene al emplear la expresión considerada en el UBC y en el eurocódigo 8 se aproximan más a los FAD analíticos, cuando el nivel de asimetría es muy grande (0.2B). Por su parte, el COVENIN, reporta resultados con suficiente aproximación, pero solo en el intervalo de  $e/r \leq 0.2$ , intervalo para el que es aplicable la fórmula.

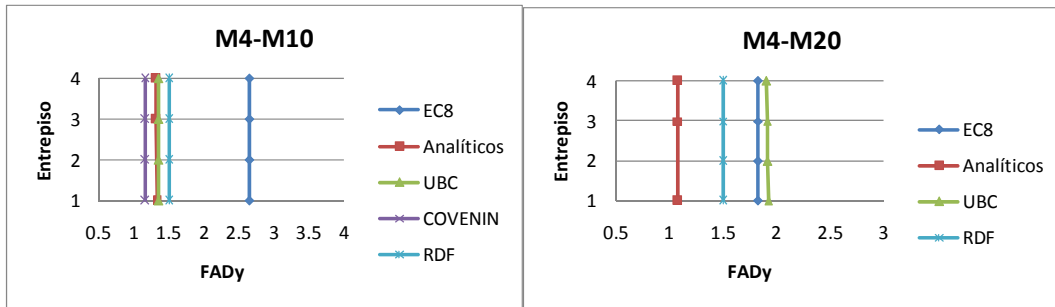


Fig. 5.2.3 Factores de amplificación dinámica, dirección y, modelos asimétricos en rigideces

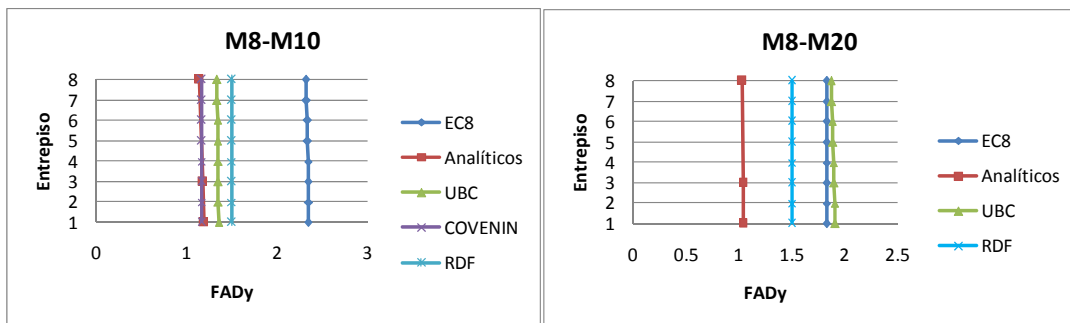


Fig. 5.2.4 Factores de amplificación dinámica, dirección y, modelos asimétricos en masas

En dirección “Y”, tanto en los modelos de 4 y 8 niveles, figs. 5.2.3 y 5.2.4, los factores de amplificación obtenidos con el UBC presentan una tendencia contraria a la presentada en la dirección “X”, ya que se obtienen valores muy conservadores para asimetrías grandes. El COVENIN, sigue siendo aproximado a los FAD analíticos, pero solo es aplicable para asimetrías muy pequeñas. Por su parte, el eurocódigo, arroja valores demasiado conservadores en ambos casos de asimetría.

### 5.2.2 MODELO ASIMÉTRICOS EN RIGIDECES

El comportamiento de los modelos asimétricos en rigideces, como era de esperarse, fue muy diferente al de los modelos asimétricos en masas, esto debido a que aun cuando estos modelos estén asociados a un nivel de asimetría similar, se tratan de estructuras completamente diferentes, figs. 5.2.6 a 5.2.8.

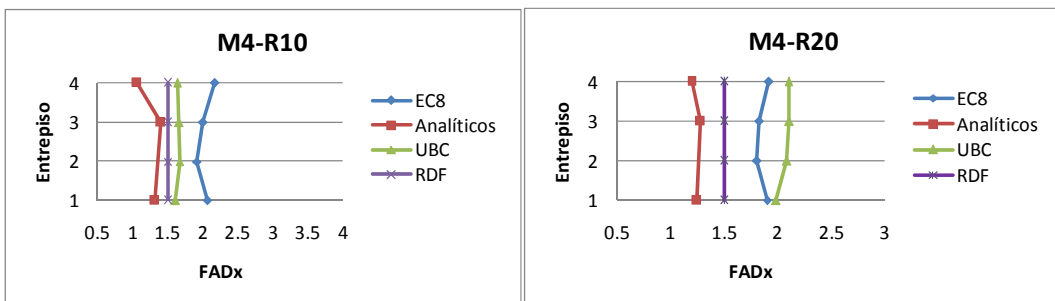


Fig. 5.2.5 Factores de amplificación dinámica, dirección x, modelos asimétricos en rigideces



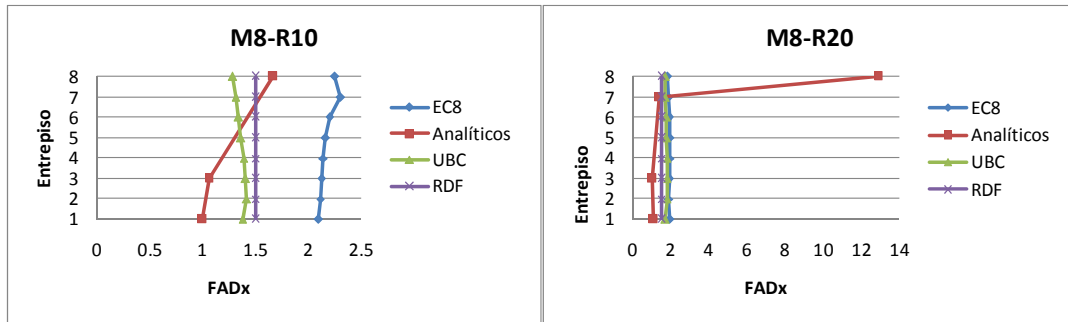


Fig. 5.2.6 Factores de amplificación dinámica, dirección y, modelos asimétricos en rigideces

Para la dirección “X”, al cual corresponde un ancho en planta de menor dimensión, perpendicular a la dirección del sismo, figs. 5.2.5 y 5.2.6, los FAD analíticos son menores que los obtenidos al usar las expresiones del UBC y el EC8 y en general resultan menores al valor considerado como factor de amplificación en el RCDF.

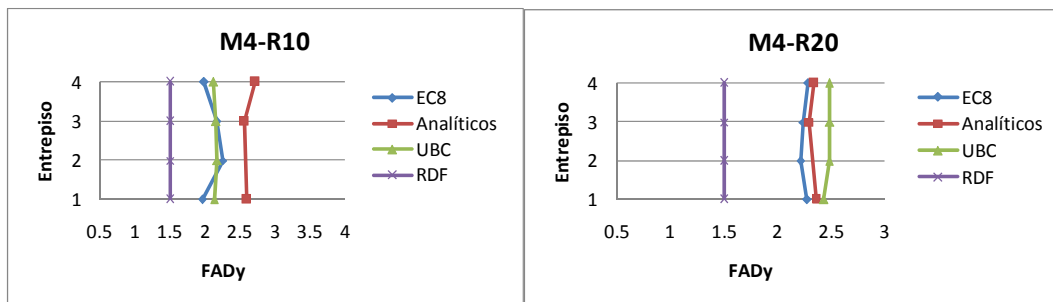


Fig. 5.2.7 Factores de amplificación dinámica, dirección y, modelos asimétricos en rigideces

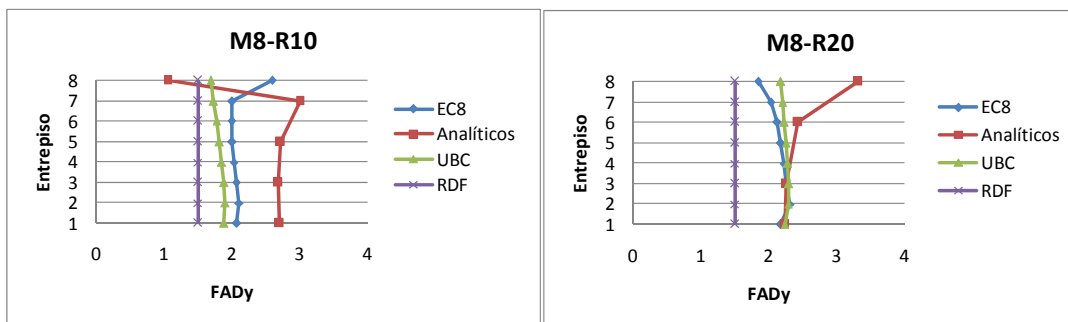


Fig. 5.2.8 Factores de amplificación dinámica, dirección y, modelos asimétricos en rigideces

Como puede observarse en las figs. 5.2.7 y 5.2.8, los FAD que se obtuvieron para la dirección “Y”, asociada a una mayor dimensión en planta perpendicular a la dirección del sismo, es siempre mayor que el valor de 1.5 especificado en el RCDF. En lo que respecta al COVENIN, debido a que las expresiones que usa para calcular los FAD, se obtuvieron mediante ajustes de desplazamientos extremos basados en modelos cuya asimetría está dada por masas (Hernández y López, 2003), arroja valores diferentes para asimetrías en rigideces, por lo que no se incluyen en los gráficos.

En general se observa que en los modelos asimétricos en rigideces, figs. 5.2.6 a 5.2.8, el FAD no es constante en la altura, lo cual se asocia al nivel de asimetría de cada entrepiso. Analizando los resultados de los modelos, es posible notar las diferencias que presentan los FAD analíticos para cada dirección de análisis, lo cual se asocia principalmente y de manera directa a la relación de aspecto en planta  $b/a$ . Para estos mismos modelos, se observó que los FAD obtenidos con el EC8 tienden siempre a sobreestimar la respuesta, lo cual es debido principalmente al radio de giro inercial de la planta. Tomando esto en consideración, se propuso una modificación a la ec. 3.2.11 con la que es posible aproximar de manera razonable los FAD a los FAD analíticos. La expresión modificada (EC8-M) se muestra a continuación:

$$e_2' = \min \left\{ \begin{array}{l} 0.1(a+b) \sqrt{\frac{10e_s}{a}} \leq 0.1(a+b) \\ \frac{1}{2e_s} \left[ \frac{4b}{5a} l_s^2 - e_s^2 - r^2 + \sqrt{\left( \frac{4b}{5a} l_s^2 + e_s^2 - r^2 \right)^2 + 4e_s^2 r^2} \right] \end{array} \right. \quad (5.2.1)$$

donde  $a$  y  $b$ , corresponden a la dimensión en planta paralela y perpendicular a la dirección del sismo, respectivamente. Al efectuar esta modificación, fué posible ajustar con razonable aproximación los valores del factor de amplificación a los FAD analíticos obtenidos para los modelos analizados. Los resultados se muestran en las figs. 5.2.9 a 5.2.12.

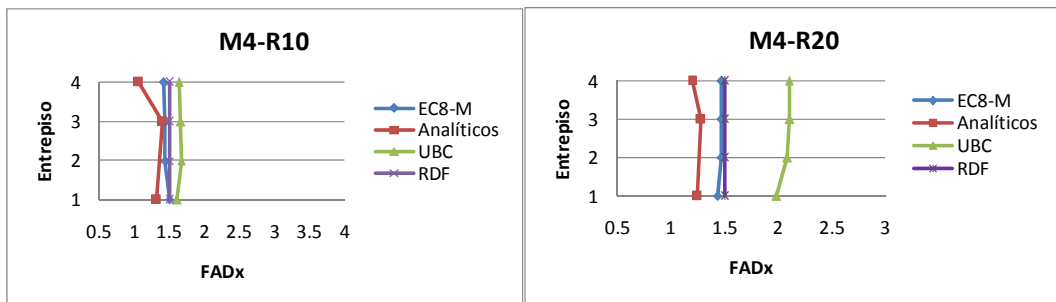


Fig. 5.2.9 FAD obtenidos con  $e_2'$ , dirección x, modelos asimétricos en rigideces

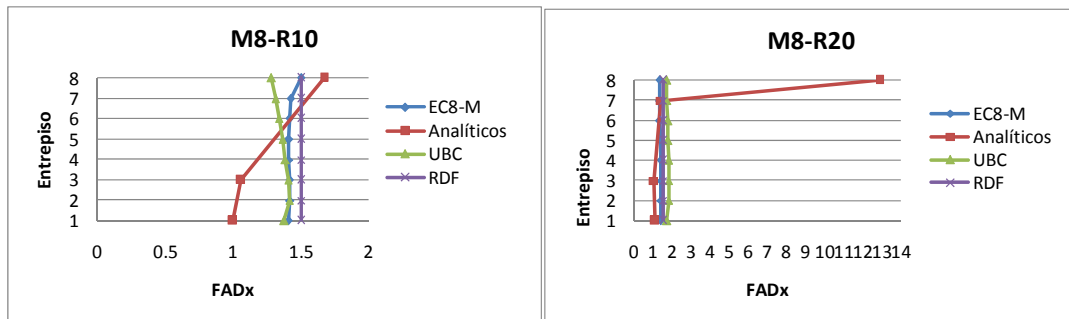


Fig. 5.2.10 FAD obtenidos con  $e_2'$ , dirección x, modelos asimétricos en rigideces

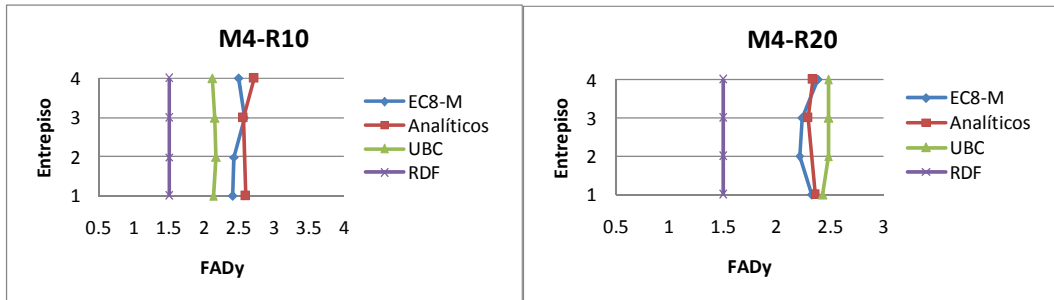


Fig. 5.2.11 FAD obtenidos con  $e_2'$ , dirección y, modelos asimétricos en rigideces

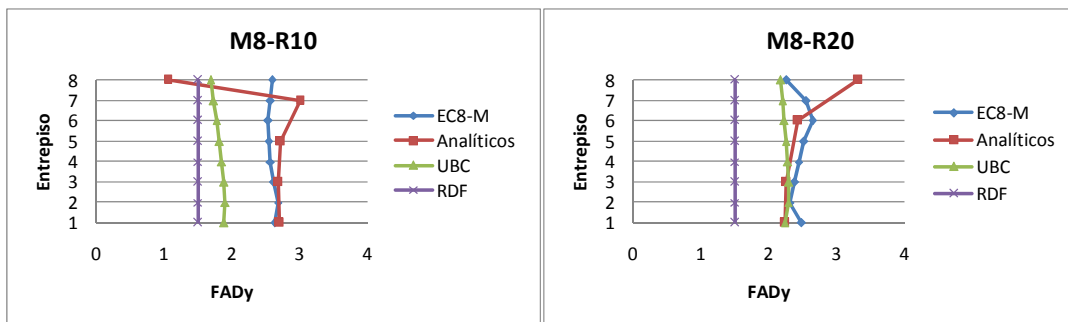


Fig. 5.2.12 FAD obtenidos con  $e_2'$ , dirección y, modelos asimétricos en rigideces

Se observa que al emplear la expresión del eurocódigo con la modificación propuesta, figs. 5.2.9 a 5.2.12, los FAD obtenidos en la mayoría de los entresijos se ajustan razonablemente a los FAD analíticos tanto en los modelos de 4 como en los de 8 niveles, para ambos niveles de asimetría en rigideces utilizados y en las dos direcciones de análisis. Se observan excepciones en los últimos entresijos para los modelos de 8 niveles, figs. 5.2.10 y 5.2.12, sin embargo, este factor de amplificación está asociado a una excentricidad muy pequeña, por lo que el momento torsionante no resulta muy elevado y por ende sus efectos en el entresijo no son considerados críticos. Por otro lado, si tomamos en consideración que la asimetría en rigideces fue proporcionada mediante muros de concreto, en sus esquinas, estrictamente la estructura se consideraría como irregular para las cuales el RCDF especifica una altura no mayor de 20 m (6 niveles aproximadamente, de acuerdo con la altura de entresijo considerada en los modelos de edificios estudiados) para poder aplicar el método estático, rango en el cual los factores de amplificación se ajustan adecuadamente.

## CAPÍTULO 6

### CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Con base en el análisis de resultados de los diferentes aspectos estructurales abordados en este trabajo, con el fin de caracterizar de forma adecuada la respuesta sísmica torsional en edificios asimétricos, se presentan las principales conclusiones y recomendaciones.

Después caracterizar la respuesta sísmica torsional en edificios asimétricos de analizar los resultados de los modelos de edificios estudiados, puede concluirse que la tendencia presentada por la asimetría estructural en la altura de los edificios, es consistente con los resultados de estudios anteriores, Chipol (2001), Ortega (2001), lo cual confirma ser una característica común en edificios de varios niveles asimétricos en rigideces.

Otro aspecto importante observado es que, al aumentar el peso en el último nivel, se presenta una disminución en la asimetría estructural, lo cual es consistente con estudios realizados en el intervalo inelástico, en los cuales, al considerar una fuerza mayor en el último nivel, disminuye las demandas de ductilidad en los últimos entresijos, Chandler y Duan (1993), De La Colina (2003). Con base en lo anterior, es importante estudiar la posibilidad de que en el actual Reglamento se incorpore una fuerza concentrada adicional en el último nivel, como se ha incluido en códigos como el UBC 1997, COVENIN 2001, entre otros.

Del grupo de edificios asimétricos en rigideces, en los que se consideraron valores extremos de carga viva reglamentaria que modificaron los pesos de los niveles, se observó que la variación que presenta la distribución de fuerzas laterales resultante, no se modifica sensiblemente y, por tanto, tiene poco efecto en el cálculo de la ubicación del CT de entresijo. Lo anterior implica que, a pesar de que en la formulación matricial conceptual, el CT depende, entre otros factores, de la distribución de carga lateral, los resultados obtenidos en este trabajo, demuestran que su ubicación queda regida principalmente por la estructuración del edificio. Ciertamente se observa que la ubicación del CT no permanece constante con la altura, como se considera en modelos de cortante, aún cuando se mantenga la misma configuración estructural en todos los entresijos.

Al comparar resultados de modelos asimétricos en masas y en rigideces, con un grado de asimetría equivalente, se encontró que la distribución de fuerza cortante en los mismos planos resistentes presenta diferencias notables en entresijos inferiores, siendo más evidentes a medida que se incrementa el grado de asimetría. Estas diferencias mostraron una tendencia a disminuir con la altura del entresijo, llegando a ser muy similares en los planos resistentes localizados en la zona flexible. Las diferencias son atribuibles principalmente a la concentración de fuerzas cortantes en los planos resistentes más rígidos de modelos asimétricos en rigideces, lo cual confirma que aunque estrictamente estén asociados al mismo grado de asimetría, se

tratan de estructuras y comportamientos completamente diferentes, resultados que ya se han obtenido en otros estudios.

Al evaluar las expresiones para el cálculo del FAD por torsión establecidos en algunos códigos internacionales, se observó que ninguna de las expresiones estudiadas fue capaz de representar adecuadamente las respuestas reales de los factores de amplificación.

Los FAD obtenidos con el código venezolano, se ajustaron adecuadamente a los valores obtenidos con la metodología utilizada por De La Rosa (2007), (FAD analíticos), en el intervalo  $\varepsilon / r \leq 0.2$ , que es el límite de aplicación establecido por dicha norma, pero solo para modelos asimétricos en masas. Para asimetrías dadas por rigideces, la expresión reportó valores muy diferentes dentro y fuera del rango de aplicación de las expresiones.

Al comparar el valor de 1.5 que establece el RCDF con los FAD analíticos, puede decirse en general que, para asimetrías en masas, éste valor es adecuado, ya que en ninguna dirección de análisis fue excedido; Sin embargo para asimetrías en rigideces, el valor de 1.5 resulta claramente excedido, por lo que no representa un valor adecuado para caracterizar la respuesta torsional ya que subestima la respuesta real. Estos resultados fueron consistentes con los reportados por De la Rosa (2007).

Por su parte, los FAD obtenidos con el eurocódigo y el UBC fueron similares a los FAD analíticos pero solo para un cierto grado de asimetría y para una dirección de análisis considerada. A la luz de los resultados obtenidos en este trabajo, es importante mencionar que la forma en que se aplica el FAD en el UBC (que afecta solo a la excentricidad accidental) no resulta adecuada ya que para asimetrías en rigideces se producen amplificaciones mayores.

Después de un análisis y evaluación detallada de los resultados obtenidos para los FAD de los diversos códigos estudiados, se propuso modificar la expresión del eurocódigo, incluyendo un parámetro que caracterizara la relación de aspecto de la planta. Los resultados mostraron que los FAD, se ajustaron razonablemente a los FAD analíticos, para los modelos utilizados, de 4 y 8 niveles asimétricos en rigideces y en ambas direcciones de análisis. Es importante mencionar que los resultados obtenidos con la expresión modificada, resultaron satisfactorios para el tipo de modelos y configuración de rigideces utilizada, por lo que es indispensable que en estudios posteriores se estudien otras configuraciones de rigidez y diferentes relaciones de aspecto en planta, además de evaluar el comportamiento con modelos que consideren un comportamiento inelástico.

Se recomienda que en estudios posteriores, además de abordar el aspecto inelástico, se consideren otras relaciones de aspecto en planta y el efecto de interacción suelo estructura, aspecto no considerado en la mayoría de las investigaciones sobre torsión sísmica.

## REFERENCIAS

- Alcocer S., (1986), **“Centro de Torsión de Edificios Obtenidos Matricialmente”**, Tesis de Licenciatura, Facultad de ingeniería, UNAM, 1986.
- American Society of Civil Engineers (2002), **“Minimum Design Loads for Buildings and others Structures”**, ASCE 7, 2002.
- Ayala, G. y Barrón R., (1990), **“Evaluación de la Respuesta Sísmica de Edificios de un Nivel Diseñados de Acuerdo con una Norma”**, Proyecto 9704, Instituto de Ingeniería, UNAM, junio 1990.
- Ayala, G. y García O., (1992), **“Criterios de Diseño Sísmico para Estructuras en Torsión”**, Informe al CONACyT, Proyecto 0740, Instituto de Ingeniería, UNAM.
- Bazán, E. y Meli, R. (2000), **“Diseño Sísmico de Edificios”**, Ed. Limusa, México.
- Chandler A.M. y Duan X. N., (1993), **“A modified Static Procedure for Design of Torsionally Unbalanced Multistorey Frame Buildings”**, Civil Engineering, Part 2, Vol. 71, sept., 1981.
- Chipol A., (2001), **“Estudio de la Respuesta Sísmica de Modelos Tridimensionales de Edificios Torsionalmente Acoplados”**, Tesis de Maestría, DEPI, UNAM.
- Chipol, A., y García, O. (2001), **“Variación Espacial del Centro de Torsión Utilizando Modelos de Flexión para Edificios de Varios Niveles con Asimetría en Planta y Elevación”**, DEPI, UNAM.
- COVENIN 1756. (2001), **“Edificaciones Sismorresistentes, Parte 1”**, Norma Venezolana, Caracas, 2001.
- Damy, J. y Alcocer, S. (1987), **“Obtención del Centro de Torsión de Edificios”**, Memorias VII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica, Querétaro, México.
- Damy, J., (1988), **“Comentarios al inciso 8.6 de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo”**, Revista de la Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica, México, D.F., No. 33.
- De La Colina, J., (2003), **“Assessment of Design Recommendations for Torsionally Unbalanced Multistory Buildings”**, Earthquake Spectra, Vol. 19, No.1.
- De La Rosa L., (2008), **“Evaluación de los Efectos de Amplificación Dinámica en Edificios Asimétricos de Varios Niveles”**, Tesis de Maestría, DEPI, UNAM.

---

De La Rosa, L y García, O., (2007) **“Estudio de la Amplificación Dinámica Torsional en Edificios Asimétricos de Varios Niveles Sometidos a Sismos Intensos”**, XVI Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Ixtapa-Zihuatanejo, Guerrero, 2007.

Earthquake Resistant Regulations, A World List (1992), **“International Association for Earthquake Engineering”**, julio, 1992.

Elorduy J. y Rossenblueth E., (1968), **“Torsiones Sísmicas en Edificios de un Piso”**, II Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Veracruz, 1968.

Eurocode 8. (1994), **“Design Provisions for Earthquake Resistant of Structures”**, European Committee for Standardization, ENV 1998.

FEMA, 1997a, **“NEHRP Recommended Provisions for the Development of Seismic Regulations for New Buildings: FEMA 302”**, National Hazard Reduction Program, Building Seismic Safety Council, Federal Emergency Management Agency: Washington D.C.

García O., Islas A., (2003), **“TOR3D, Análisis Tridimensional de Edificios por Marcos Planos”**, Programa desarrollado en el Curso: Tópicos Estructurales y Aplicación de las Computadoras al Análisis Estructural, febrero, 2003.

García, O. y Ayala, G., (2005), **“Torsión Sísmica en Edificios: Visión del Estado Actual de Conocimiento en México y su Impacto en la Práctica Profesional”**, XV Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Artículo XIV – 05.

Gómez R., Ayala G. y Jaramillo J. D., (1987), **“Respuesta Sísmicas de Edificios Asimétricos”**, Informe Interno, Instituto de Ingeniería.

Habibulah y Wilson, **“SAP 2000 (Structural Analysis Program)”**, Computers and Structures, Inc. (CSI).

Hernández, J y López, O., (2003), **“Confiabilidad del Método de la Torsión Estática de la Norma Sismorresistente Venezolana”**, Boletín técnico IMME, Vol. 41, No. 2-3.

Housner G. W. y Outinen H., (1958), **“The Effect of Torsional Oscillations on Earthquake Stresses”**, Bulletin of the Seismological Society of America. Vol. 48, Julio, 1958.

ICBO, 1997, **“Uniform Building Code”**, Chapter 16, Division IV, Earthquake Design, Whittier, California, U.S.A.

ICC, 2000, **“International Building Code”**, International Code Council, Inc., BOCA, ICBO, SBCCI, Birmingham, AL., U.S.A.

- Islas, A., (2003), **“Efecto de la Variación de la Variación de la Distribución en Planta de las Resistencias en la Respuesta Sísmica Inelástica de Edificios Torsionalmente Acoplados”**, Tesis de Maestría, DEPFI, UNAM.
- NBCC, (2005) **“National Building Code of Canada”**, Canadian Commission on Building and Fires Codes, National Research Council of Canada, Vol. 1, Ottawa, Canada, 2005.
- NTCDS (2004), **“Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo”**, Gaceta Oficial del Distrito Federal, octubre, 2004.
- NTCCADEE (2004), **“Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones”**, Gaceta Oficial del Distrito Federal, octubre, 2004.
- NSR-98, (1998), **“Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismo Resistente”**, Tomo 1, Decreto 33, 1998.
- Oller S., Car E., (1999), **“Respuesta Dinámica de las Estructuras, Parte I”**, Departamento de Resistencia de Materiales y Estructuras en Ingeniería, Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, UPC, abril, 1999.
- Ortega, J., (2001), **“Efecto de la Variación del Periodo Fundamental en la Respuesta Sísmica Inelástica de Edificios Torsionalmente Acoplados”**, Tesis de Maestría, DEPFI, UNAM.
- RCDF (2004), **“Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal”**, Gaceta Oficial del Distrito Federal, octubre, 2004.
- Regulations for Seismic Design, A World List (2008), **“International Association for Earthquake Engineering”**, octubre, 2008.
- Tsichias T. G. y Hutchinson G. L., (1981), **“Evaluation of Code Requirements for the Earthquake Resistant Design of Torsionally Couple Buildings”**, Earthquake Engineering and Structural Dynamic, 22.
- Uniform Building Code Vol. 2. (1997), **“Structural Engineering Design Provisions”**, International Conference of Buildings Officials, 1997.
- Zapata U. y Ayala G., (1993), **“Comportamiento en Torsión de Modelos de Estructuras de Cortante de Varios Niveles”**, Memorias X Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Puerto Vallarta, Jalisco, México, 1993.
- Zarate G., (2002), **“Evaluación de Enfoques para Análisis y Diseño Sísmico de Edificios Asimétricos”**, Tesis de Maestría, DEPFI, UNAM.